

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO CÍCLICO PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO À ESCALA REAL

MARIANA ASCENSO ROCHA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientador: Mestre André Filipe Castanheira Furtado

Coorientador: Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues

JULHO DE 2018

Versão para discussão

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos Pais

Seria tudo mais fácil de entender se confessássemos, simplesmente, o nosso infinito medo, esse que nos leva a povoar o mundo de imagens à semelhança do que somos ou julgamos ser, salvo se tão obsessivo esforço é, pelo contrário, uma invenção da coragem, ou a mera teimosia de quem se recusa a não estar onde o vazio estiver, a não dar sentido ao que sentido não terá.

José Saramago

AGRADECIMENTOS

Merecidos são estes agradecimentos, que aqui deixo marcados, a todas as pessoas que, das mais variadas formas e maneiras tornaram possível a conclusão deste trabalho e desfecho do meu percurso académico.

Ao meu orientador, Professor António Arêde, por exercer plenamente a sua profissão de professor. A sua experiência e conhecimento, aliados a uma energia notável, capaz de conduzir e articular todos os recursos, fazendo a *máquina* andar, atendendo às necessidades de cada um e dividindo os desafios diários com todos; a confiança e palavras de motivação, num determinado momento chave que marcou este meu percurso; foram, honestamente, essenciais no feliz desenlace desta etapa.

Ao meu coorientador, Engenheiro André Furtado, pelo conhecimento, pela dedicação e rigor com os quais executa o seu trabalho, pela positividade sua característica, e por ser verdadeiramente comprometido, acompanhando de perto este trabalho, foi uma inestimável ajuda para que tudo se desenrolasse da melhor forma.

Ao meu coorientador, Professor Hugo Rodrigues, pelo conhecimento transmitido, e por bem me ter recebido, com motivação e entusiasmo.

Ao projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 – “CONSTRUCT - Institute of R&D In Structures and Construction”, financiado por fundos do FEDER através do “COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização” e por fundos nacionais concedidos pela FCT (Fundação para a Ciência e a Tecnologia), a qual deu ainda suporte financeiro específico através do projeto “ASPASSI - Avaliação da Segurança e Reforço de Paredes de Alvenaria de Enchimento para Solicitações Sísmicas” com referência POCI-01-0145-FEDER-016898.

Às pessoas envolvidas no LESE, que fizeram com que esta campanha experimental decorresse como planeado. Por formarem um ambiente de trabalho motivador e cooperante, o trabalho torna-se mais fácil. Ao Eng.º Nuno Pinto e ao Sr. Guilherme por bem me terem recebido, pela enorme ajuda na realização dos ensaios, e pela energia e constante boa disposição. Ao Sr. António, com quem pus as mãos na (arga)massa.

Aos colegas da sala de estudantes de estruturas, o *aquário*, tenho de agradecer o facto de ter pertencido ao que foi um ambiente de partilha de conhecimentos, de animação, assim como de angústias e preocupações, que, no fim, nos uniram e criaram as condições favoráveis para que o barco chegasse a bom porto.

Paralelamente à vida académica, fechei igualmente uma etapa profissional, e não posso deixar de agradecer às colegas da associação *Letras Soltas*, pelo incondicional apoio e incentivo em lutar pelos meus objetivos. E às crianças que, sem dúvida, me ensinaram mais do que eu a elas.

Ao namorado, Zé Luís, pelas palavras nos momentos certos, pelo apoio e por nunca duvidar que iria conseguir.

Aos meus pais, tudo.

RESUMO

Atualmente, têm-se registado inúmeros eventos sísmicos que comprovaram a vulnerabilidade de paredes de enchimento. Esse facto, associado à inexistência de regras de dimensionamento, e ao numeroso edificado existente com esta tipologia, demanda a investigação de alternativas de reforço que possam ser implementadas nas paredes existentes ou a ser construídas, de forma a melhorar o seu desempenho, e capazes de evitar roturas frágeis.

Este trabalho detalha uma campanha experimental, levada a cabo no Laboratório de Engenharia Sísmica Estrutural, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, sobre um conjunto de muretes, e sobre três painéis de alvenaria de enchimento construídos à escala real, constituídos por unidades de tijolo furado. Em cada um dos provetes testados foi aplicada uma malha de reforço, seleccionada tendo em conta a sua funcionalidade, custo, aplicabilidade, e visando a melhoria do comportamento das paredes sob ações para fora do seu plano.

A influência do reboco, o uso de uma malha de reforço de resistência moderada, o uso de uma malha de resistência inferior e maior ductilidade, e a utilidade de conectores, ante ações para fora-do-plano, são parâmetros investigados nesta campanha experimental. Dando seguimento, e recorrido a outros estudos efetuados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural, e de outros autores, sobre muretes de alvenaria não reforçados, são tecidas considerações e comparações.

Os resultados obtidos permitiram concluir que a utilização de malhas inseridas no reboco de alvenaria podem constituir uma técnica de eficácia substancial, tendo estas a capacidade de evitar a rotura brusca e de potenciar o comportamento dúctil, essencial ao bom desempenho sísmico, logrando, assim, constituírem uma solução de relevância.

PALAVRAS-CHAVE: painel de alvenaria de enchimento, alvenaria de tijolo cerâmico, comportamento fora-do-plano, estratégia de reforço

ABSTRACT

In many experimental studies, it is proved that unreinforced masonry brick walls have high strength against lateral forces acting in-plane. However, the out-of-plane strength of unreinforced masonry brick walls against out-of-plane forces is quite low.

Only limited research is available to assess the strength associated with the out-of-plane collapse of masonry infills, specially regarding hollow bricks and issues related to simple retrofitting techniques. Therefore, an experimental study was designed to improve the out-of-plane strength of unreinforced masonry brick walls, featuring a functional and cost-effective retrofitting technique.

In the scope of this experimental campaign, carried out by LESE laboratory, *Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural*, three full-scale infill masonry panels, on which simple and mesh reinforced plasters were added, were tested resorting to one unique loading technique designed by the same laboratory and are herein presented.

Furthermore, twenty specimens of brick masonry were manufactured. The variables examined in this section were the usage and influence of simple plasters, the mesh reinforced plasters, and the usage of anchorages.

The performance of strengthening technique is determined by examining strength, stiffness, ductility, energy dissipation capacity and failure modes. Comparisons with previous studies in this field carried out by the Laboratory and other authors, with non-reinforced masonry were made.

Both the panel group and wallets were manufactured by using bricks with high hollow ratios and low compressive strengths, as commonly seen in many seismic prone european countries.

Results show that this functional technique provides significant enhancement in terms of ductile behaviour, strength and stiffness. Critical considerations on the out-of-plane resistance of masonry walls are reported.

KEYWORDS: masonry, infills, rc frame, retrofit, hollow bricks, reinforced plaster

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS E OBJETIVOS.....	1
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2 ESTADO DO CONHECIMENTO	3
2.1 ENQUADRAMENTO	3
2.2 RISCO SÍSMICO.....	3
2.2.1 RISCO SÍSMICO E OS PAINÉIS DE ENCHIMENTO EM ALVENARIA NÃO RESISTENTE.....	3
2.3 CAMPANHAS EXPERIMENTAIS REALIZADAS.....	5
2.3.1 ENSAIOS SOBRE MURETES DE ALVENARIA FURADA HORIZONTALMENTE	5
2.3.2 ENSAIOS SOBRE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO CONSTITUÍDAS POR TIJOLOS FURADO10	
2.3.3 ENSAIOS REALIZADOS NO LABORATÓRIO DE ENGENHARIA SÍSMICA E ESTRUTURAL.....	12
2.3.3.1 Ensaios realizados sobre painéis de alvenaria furada construídos à escala real	12
2.3.3.2 Outros ensaios realizados no laboratório LESE– caracterização experimental das propriedades mecânicas de elementos	14
3 CARATERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE MURETES DE ALVENARIA DE TIJOLO FURADO SOB FLEXÃO PARALELA ÀS JUNTAS HORIZONTAIS	15
3.1 INTRODUÇÃO	15
3.2 DESCRIÇÃO DOS MURETES	15
3.2.1 DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS E SUA CARATERIZAÇÃO MECÂNICA.....	21
3.2.1.1 Unidades de alvenaria (tijolos cerâmicos)	21
3.2.1.2 Redes de Reforço PP e GFRP	21
3.2.1.3 Argamassas	21
3.3 ENSAIOS DE FLEXÃO PARALELA ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO.....	22
3.3.1 DESCRIÇÃO DO SET-UP EXPERIMENTAL.....	22
3.3.2 INSTRUMENTAÇÃO	24

3.4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	25
3.4.1 RESULTADOS EXPERIMENTAIS PP	27
3.4.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS GFRP	31
3.4.3 ANÁLISE COMPARATIVA.....	35
3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	37
4 ENSAIOS PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO À ESCALA REAL.....	39
4.1 INTRODUÇÃO	39
4.2 CAMPANHA EXPERIMENTAL	40
4.2.1 CARATERIZAÇÃO DO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO.....	40
4.2.1.1 Caraterização Mecânica dos Materiais Construtivos (Aço e Betão) do Pórtico	41
4.2.2 DESCRIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	42
4.2.2.1 Descrição Geral	42
4.2.2.2 Paredes Não Reforçadas - INF08 e INF09.....	44
4.2.2.3 Parede Reforçada com Malha INF10	44
4.2.3 CARATERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS CONSTRUTIVOS.....	46
4.2.3.1 Tijolos Cerâmicos	46
4.2.3.2 Argamassas	47
4.2.3.3 Malha de Reforço.....	47
4.2.4 DESCRIÇÃO DO SET-UP EXPERIMENTAL	48
4.2.4.1 Sistema de Controlo	50
4.2.5 INSTRUMENTAÇÃO	50
4.2.5.1 INF08 e INF09	50
4.2.6 LEI DE CARGA.....	52
4.2.6.1 Lei de Carga INF08.....	52
4.2.6.2 Lei de Carga INF09.....	52
4.2.6.3 Lei de Carga INF10.....	52
4.2.7 IDENTIFICAÇÃO MODAL	53
4.3 RESULTADOS PRINCIPAIS.....	56
4.3.1 DANO OBSERVADO.....	56
4.3.1.1 Parede INF08.....	56
4.3.1.2 Parede INF09.....	58
4.3.2 PAREDE INF10.....	60

4.3.2.1 Algumas considerações sobre os padrões de rotura de cada um dos três painéis.	62
4.3.3 RELAÇÃO FORÇA-DESLOCAMENTO	63
4.3.3.1 Conceitos Base	63
4.3.3.2 INF08.....	64
4.3.3.3 INF09.....	66
4.3.3.4 INF10.....	68
4.3.4 PERFIS DE DESLOCAMENTOS	70
4.3.4.1 Perfis de Deslocamentos – Parede INF08.....	70
4.3.4.2 Perfis de Deslocamentos – Parede INF09.....	72
4.3.4.3 Perfis de Deslocamentos – Parede INF10.....	74
4.3.5 DISSIPACÃO DE ENERGIA	76
4.3.5.1 Conceitos-Base	76
4.3.5.2 Dissipação de Energia - INF08	77
4.3.5.3 Dissipação de Energia - INF09	79
4.3.5.4 Dissipação de Energia – INF10	80
4.3.6 RIGIDEZ SECANTE.....	83
4.3.6.1 Conceitos-Base	83
4.3.6.2 Degradação da Rigidez – INF08.....	83
4.3.6.3 Degradação da Rigidez – INF09.....	85
4.3.6.4 Degradação da Rigidez - INF10.....	86
4.4 COMPARAÇÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO	88
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	91
5.1 SUMÁRIO E CONCLUSÕES.....	91
5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Resultados Experimentais [14]: Relação força-deslocamento no ensaio de flexão a quatro pontos sobre muretes de alvenaria não reforçados e reforçado (R)	5
Figura 2.2 Campanha experimental [15] - muretes constituídos por unidades de alvenaria furada	6
Figura 2.3 Campanha Experimental [15] - Provetes, com diferentes disposições de reforços, testados no ensaio de <i>flexão a 4 pontos</i>	6
Figura 2.4 Campanha Experimental [16] Muretes utilizados nos ensaios de <i>flexão a 4 pontos</i> (a) Com reforço bidirecional (b) Com reforço unidirecional (c) Vista posterior sem reforço aplicado (d) Vista lateral e (e) Unidade de alvenaria	8
Figura 2.5 Campanha Experimental [16]: Malha de Fibra de Vidro Utilizada num dos provetes	8
Figura 2.6 Resultados Experimentais [16]: (a) Relação Força-Deslocamento (b) Relação Força-Rigidez da Malha VS. Modo de rotura	9
Figura 2.7 Resultados Experimentais [17]: Relação força- <i>drift</i> /deslocamento (a) Ensaio no plano (envolventes) (b) Ensaio Fora-do-Plano	11
Figura 2.8 Padrões de rotura associados a diferentes tipos de condições de apoio em painéis de alvenaria (a) Painéis apoiados numa direção (b) Painéis apoiados em direções perpendiculares [20].....	12
Figura 3.1 Aspeto final dos muretes de alvenaria com reboco armado (a) vista posterior (b) vista frontal.....	15
Figura 3.2 Conexão da rede de reforço ao murete (a) Aplicação dos conetores no topo superior, inferior e dobras (b) Conjunto bucha, prego e anilhas	16
Figura 3.3 Reforço de muretes de alvenaria ensaiados (a) malha PP (b) malha GFRP (c) Grupo PP (d) Grupo PPc (e) Grupo GFRP (f) Grupo GFRPc.....	17
Figura 3.4 Sistema de aplicação de cargas (a) vista geral – apoios, distribuição de cargas e atuador hidráulico (b) LVDT colocados na superfície dos muretes (c) Computador de controlo do atuador hidráulico	22
Figura 3.5: Esquema de ensaio à flexão segundo um plano paralelo às juntas de assentamento - Adaptado da norma EN 1052-2 [29]	23
Figura 3.6 Localização de um dos apoios interiores e modo de rotura do provete PP1	23
Figura 3.7 Esquema geométrico dos provetes para ensaio de resistência à flexão paralela às juntas (a) <i>setup 1</i> (inicial) (b) <i>setup 2</i> (modificação)	23
Figura 3.8 Esquema de monitorização de deslocamentos dos ensaios de flexão segundo um plano paralelo às juntas (a) Esquema referente ao <i>setup 1</i> (b) Esquema referente ao <i>setup 2</i> (medições em cm).....	24
Figura 3.9 Resultados experimentais: Relação Força/Momento vs. Deslocamento a meio vão do provete GFRP4 (Exemplo)	25
Figura 3.10 Pontos médios utilizados na elaboração dos perfis verticais	26
Figura 3.11 Esquema do diagrama de tensões e forças internas para a determinação da força de tração na rede	26

Figura 3.12 Resultados experimentais PP: Relação força-deslocamento dos provetes e curva média	27
Figura 3.13 Resistência à flexão e força de tração mobilizada pela rede de reforço (a-e) muretes com rede de polipropileno (f) muretes não reforçados ([14])	30
Figura 3.14 Resultados experimentais GFRP: Relação força-deslocamento dos provetes e curva média	31
Figura 3.15 Resistência à flexão e força de tração mobilizada pela rede de reforço (a-e) muretes com rede de fibra de vidro	34
Figura 3.16 Relação Força vs. Deslocamento dos provetes (valores médios, por tipo de reforço)	35
Figura 3.17 Evolução da fendilhação (a) Murete <i>NR</i> (b) Murete reforçado	36
Figura 4.1 Pórtico de Betão Armado - Geometria e Detalhes das Armaduras (a) Esquema Global (b) Secção Transversal do Pilar (c) Viga – apoio (d) Viga – meio vão (adaptado de [19])	40
Figura 4.2 Esquema ilustrativo da constituição dos painéis (a) INF08, INF09 e (b) INF10	42
Figura 4.3 Unidade de alvenaria integrada nos painéis INF08, INF09 e INF10.....	42
Figura 4.4 Reforço da parede INF10 (a) Malha (Rolo) (b) Malha (Pormenor)	43
Figura 4.5 Reforço da parede INF10 -Conexão (a) Parafusos e buchas (b) Aplicação no painel, pormenor.....	43
Figura 4.6 Colocação das fiadas de tijolo de um dos painéis INF08, INF09 e INF10.....	43
Figura 4.7 Aspeto geral dos painéis de alvenaria de enchimento (a) INF08 (b) INF09	44
Figura 4.8 Parede INF10 (a) Colocação das faixas da malha de reforço na parede INF10 (b) Aspecto final com superfície rebocada.....	44
Figura 4.9 Configuração da malha de reforço na ligação do painel ao pórtico (a) Ilustração esquemática das faixas aplicadas ao longo das extremidades do painel (b) Pormenor de ligação à viga.....	45
Figura 4.10 Malha de reforço e conetores na superfície da parede (a) Ilustração Esquemática (b) Representação fotográfica correspondente a metade da superfície do painel	45
Figura 4.11 Sistema de aplicação e distribuição uniforme das cargas cíclicas na face do painel de alvenaria (a) Esquema geral (b) Placa de cortiça (c) Placa de madeira (c) Atuador pneumático	48
Figura 4.12 Estrutura metálica de reação, ligada ao pórtico de betão armado (a) Pormenor da ligação do atuador pneumático com o perfil horizontal (b) Vista lateral do sistema (c) Vista traseira do sistema (ilustração esquemática adaptada de [31])	48
Figura 4.13 Esquema geral do set-up utilizado para realização do ensaio para fora-do-plano das paredes de alvenaria de enchimento INF09 e INF10. (a) Esquema Face Posterior (b) Fotografia Face Posterior (c) Fotografia Face Anterior (d) Esquema Face Anterior	49
Figura 4.14 Pormenor do Pórtico, do Sistema de atuação de cargas, e das Células de carga....	49
Figura 4.15 Diagrama do sistema de controlo de atuação de cargas cíclicas para fora-do-plano adaptado de [31]	50

Figura 4.16 Detalhe dos LVDT ligados num dos cantos do painel de alvenaria de enchimento ..	50
Figura 4.17 Localização e identificação dos transdutores de deslocamentos (LVDT) instalados no painel de alvenaria INF08 e INF09.....	51
Figura 4.18 Localização e identificação das células de carga no pórtico de betão armado (a) INF08 (b)INF09	51
Figura 4.19 Lei de carga do ensaio cíclico com cargas para fora do plano no painel INF08	52
Figura 4.20 Lei de carga do ensaio cíclico com cargas para fora do plano no painel INF09	52
Figura 4.21 Lei de carga do ensaio cíclico com cargas para fora do plano no painel INF10	52
Figura 4.22 Identificação e localização dos acelerómetros nos painéis INF08, INF09 e INF10 ...	53
Figura 4.23 Ilustração da transformada de Fourier de um dos painéis fornecida pelo software ARTeMIS [32].....	53
Figura 4.24 Deformada do 1º modo de vibração dos painéis (a) INF08 (b) INF09 e (c) INF10	54
Figura 4.25 Deformada de um modo de vibração anti-simétrico dos painéis (a) INF08 (b) INF09 e (c) INF10.....	55
Figura 4.26 Parede INF08: Dano observado no final do ensaio com cargas cíclicas para fora-do-plano.....	56
Figura 4.27 Parede INF09: Dano observado no final do ensaio com cargas cíclicas para fora-do-plano.....	58
Figura 4.28 Parede INF09: Dano observado no final do ensaio com cargas cíclicas para fora-do-plano.....	60
Figura 4.29 Considerações sobre os padrões de rotura observados no no final do ensaio com cargas cíclicas para fora-do-plano dos painéis de alvenaria INF08, INF09 e INF10	62
Figura 4.30 Típica relação força-deslocamento proveniente de um ensaio com cargas cíclicas [33]	63
Figura 4.31 Resultados Experimentais INF08: Representação gráfica da relação entre a força/pressão aplicada no ensaio e o deslocamento/ <i>drift</i> para fora-do-plano	64
Figura 4.32 Resultados Experimentais INF08: Envolvente Força/pressão vs. Deslocamento/ <i>drift</i> para fora-do-plano	65
Figura 4.33 Resultados Experimentais INF09: Representação gráfica da relação entre a força/pressão aplicada no ensaio e o deslocamento/ <i>drift</i> para fora-do-plano	66
Figura 4.34 Resultados Experimentais INF09: Envolvente Força/pressão vs. Deslocamento/ <i>drift</i> para fora-do-plano	67
Figura 4.35 Resultados Experimentais INF10: Representação gráfica da relação entre a força/pressão aplicada no ensaio e o deslocamento/ <i>drift</i> para fora-do-plano	68
Figura 4.36 Resultados Experimentais INF10: Envolvente Força/pressão vs. Deslocamento/ <i>drift</i> para fora-do-plano	68
Figura 4.37 Perfis de deslocamentos Horizontais e Verticais - Painel INF08	71
Figura 4.38 Perfis de Deslocamentos Horizontais e Verticais do Painel INF09	73

Figura 4.39 Perfis de Deslocamentos Horizontais e Verticais do Pannel INF10.....	75
Figura 4.40 Dissipação de energia por ciclo [36].....	76
Figura 4.41 Ciclo de solicitação experimental	77
Figura 4.42 Resultados experimentais INF08: Energia Dissipada por Ciclo.....	77
Figura 4.43 Resultados Experimentais INF08: (a) Energia dissipada por ciclo (b) Coeficiente de amortecimento equivalente por ciclo	78
Figura 4.44 Resultados experimentais INF09: Energia dissipada por ciclo	79
Figura 4.45 Resultados Experimentais INF09: (a) Energia dissipada por ciclo (b) Coeficiente de amortecimento equivalente por ciclo	80
Figura 4.46 Resultados experimentais INF08: Energia Dissipada por Ciclo.....	80
Figura 4.47 Resultados Experimentais INF09: (a) Energia dissipada por ciclo (b) Coeficiente de amortecimento equivalente por ciclo	82
Figura 4.48 Degradação da Rigidez “Peak to Peak” – adaptado de (Rodrigues 2012)	83
Figura 4.49 Rigidez Secante (a) Fases ascendentes dos ciclos principais (b) Retas secantes correspondentes	83
Figura 4.50 Resultados Experimentais INF08: Rigidez secante ao longo do ensaio.....	84
Figura 4.51 Rigidez Secante INF09 (a) Fases ascendentes dos ciclos principais (b) Retas secantes correspondentes	85
Figura 4.52 Resultados Experimentais INF09: Rigidez secante ao longo do ensaio.....	85
Figura 4.53 Resultados Experimentais INF09: Degradação da rigidez secante ao longo do ensaio	86
Figura 4.54 (a) Identificação dos Ciclos de Pico (b) Relação Força para fora-do-plano - Deslocamento relativo ao início do ciclo (c) Rigidez Secante relativa a cada ciclo	86
Figura 4.55 Resultados Experimentais INF10: Rigidez secante ao longo do ensaio.....	87
Figura 4.56 Relação força-deslocamento dos painéis INF08, INF09 e INF10.....	88
Figura 4.57 Envolvente de deslocamentos dos painéis INF08, INF09 e INF10.....	88
Figura 4.58 Energia Dissipada Acumulada nas paredes INF08, INF09 e INF10.....	89
Figura 4.59 Relação da energia dissipada entre o ciclo i e o ciclo repetição.....	89
Figura 4.60 (a) Energia dissipada acumulada (b) Degradação da rigidez	90

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 Paredes de enchimento de alvenaria perfurada - localização, incidência construtiva e efeitos perante ocorrências sísmicas.....	4
Quadro 2.2 Campanha Experimental [15]: Resistência à tração da matriz FRP e Relações $P_{m\acute{a}x}/P_{Peso}$	7
Quadro 2.3 Resultados Experimentais [15]: Quadro Resumo - Rigidez, Dissipação de Energia, Tensão nas Ancoragens e Modo de Rotura	7
Quadro 2.4 Resultados Experimentais [16]: Quadro Resumo - Resistência à tração das matrizes/malhas e Relações $P_{m\acute{a}x}$ nos ensaios.....	9
Quadro 2.5 Campanha Experimental [17]: Características das argamassas em cada um dos provetes ensaiados	10
Quadro 2.6 Resultados Experimentais [17]: Características principais de cada um dos painéis e resultados dos ensaios no plano e fora-do-plano	11
Quadro 2.7 Campanhas Experimentais LESE: Tabela Síntese	13
Quadro 2.8 Resultados das medições dos tijolos $30 \times 20 \times 15$ e respetivos valores do Ensaio à Compressão [23]	14
Quadro 2.9 Resultados do ensaio de tração simples da rede na direção do fabrico da rede TENAX Cintoflex [26].....	14
Quadro 3.1 Principais características das redes de reforço utilizadas no reforço de cada grupo de muretes.....	16
Quadro 3.2 Processo de aplicação da rede de reforço – muretes sem conectores na face frontal	18
Quadro 3.3 Processo de aplicação da rede de reforço – muretes com conectores na face frontal	19
Quadro 3.4 Faseamento da aplicação do reforço e datas dos ensaios referentes aos vinte provetes	20
Quadro 3.5 Características principais – Unidades de alvenaria	21
Quadro 3.6 Características principais – Redes de reforço	21
Quadro 3.7 Resultados da caracterização da resistência à compressão e flexão da argamassa de assentamento relativa aos muretes PP e GFRP	21
Quadro 3.8 Setup1 e Setup2 em conformidade com a norma NP EN 1052-2 [29].	24
Quadro 3.9 Cálculo do momento fletor do ensaio de flexão a 4 pontos: dimensões a e b	25
Quadro 3.10 Resultados experimentais PP: Força, momento, resistência à flexão e força de tração máximos e respetivos deslocamentos	27
Quadro 3.11 Resultados experimentais PP: Estado inicial e Relação Força/Momento-Deslocamento.....	28
Quadro 3.12 Resultados experimentais PP: Perfil de deslocamentos, estado final do provete e modo de rotura	29
Quadro 3.13 Resultados experimentais PP: Força, momento, resistência à flexão e força de tração máximos e	31

Quadro 3.14 Resultados experimentais GFRP: Estado inicial e Relação Força/Momento-Deslocamento	32
Quadro 3.15 Resultados experimentais GFRP: Perfil de deslocamentos, estado final do provete e modo de rotura.....	33
Quadro 3.16 Análise comparativa: Resistência à tração da malha e relação P_{max}/P_{peso} obtida nos ensaios	35
Quadro 3.17 Quadro-Resumo dos parâmetros rigidez, dissipação de energia e modos de rotura	36
Quadro 4.1 Propriedades mecânicas dos provetes de betão (valores médios) (Adaptado de [19])	41
Quadro 4.2 Resultados dos ensaios realizados sobre os provetes de aço (valores médios) (Adaptado de [19])	41
Quadro 4.3 Resultados das medições dos tijolos $30 \times 20 \times 15$ e respetivos valores do Ensaio à Compressão [23].....	46
Quadro 4.4 Resultados do Ensaio à Compressão [23]	46
Quadro 4.5 Estimativa da tensão máxima resistida pelo septo exterior.....	46
Quadro 4.6 Resultados da Caraterização dos provetes de argamassa de assentamento relativos aos painéis INF08, INF09 e INF10	47
Quadro 4.7 Resultados da Caraterização dos provetes de argamassa de reboco relativos aos painéis INF08, INF09 e INF10	47
Quadro 4.8 Frequência para fora do plano dos painéis INF08, INF09 e INF10 - Modo 1	54
Quadro 4.9 Frequência para fora do plano dos painéis INF08, INF09 e INF10 - Modo 2 (anti-simétrico).....	55
Quadro 4.10 Resultados Experimentais INF08 - Evolução do dano observado	57
Quadro 4.11 Resultados Experimentais INF09 - Evolução do dano observado	59
Quadro 4.12 Resultados Experimentais INF10 - Evolução do dano observado	61
Quadro 4.13 Resultados experimentais da parede INF08: Caracterização da envolvente Força-Deslocamento	65
Quadro 4.14 Resultados experimentais da parede INF09: Caraterização da envolvente Força-Deslocamento	67
Quadro 4.15 Resultados experimentais da parede INF10: Caraterização da envolvente Força-Deslocamento	69
Quadro 4.16 Deslocamentos para fora-do-plano, registados pelos sensores localizados em cada alinhamento vertical, para os diferentes níveis de força considerados	70
Quadro 4.17 Deslocamentos para fora-do-plano, registados pelos sensores localizados em cada alinhamento vertical, para os diferentes níveis de força considerados	72
Quadro 4.18 Deslocamentos para fora-do-plano, registados pelos sensores localizados em cada alinhamento vertical, para os diferentes níveis de força considerados	74

Quadro 4.19 Resultados Experimentais INF08: Energia Dissipada e coef. de amortecimento equivalente	78
Quadro 4.20 Resultados Experimentais INF09: Energia Dissipada	79
Quadro 4.21 Resultados Experimentais INF10: Energia Dissipada	81
Quadro 4.22 Resultados Experimentais INF08: Degradação da Rigidez e sua envolvente	84
Quadro 4.23 Resultados Experimentais INF09: Degradação da Rigidez e sua envolvente	85
Quadro 4.24 Resultados Experimentais INF10: Degradação da Rigidez e sua envolvente	87

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS E OBJETIVOS

O interesse em estudar o comportamento de paredes de alvenaria perante eventos sísmicos tem ganho importância nas últimas décadas. A ocorrência destes fenómenos, nomeadamente em áreas do mundo onde o sistema de construção tradicional assenta em estruturas porticadas de betão armado, e onde a alvenaria aparece correntemente na função de parede de enchimento, fez constatar a vulnerabilidade desses elementos, especialmente sob ações para fora do seu plano.

Em particular, o uso de paredes de alvenaria de enchimento constituídas por unidades de tijolo com alta percentagem de furação, baixa resistência, e comportamento muito frágil face a ações no plano e para fora do seu plano, é altamente comum em países de moderado risco sísmico, como o caso de Portugal, Espanha, Itália ou Grécia. Por outro lado, não abundam estudos e investigações que procurem soluções idóneas, com materiais de baixo custo, tecnologias sustentáveis, desempenho estrutural satisfatório, e cuja conceção e aplicação seja ajustada a este tipo de paredes. Neste contexto, considerou-se relevante o foco no estudo do comportamento sob ações cíclicas, para fora do seu plano, de paredes de alvenaria de enchimento constituídas por tijolos furados, e procura de uma solução de reforço exterior, viável de ser usada em larga escala em estruturas existentes ou por construir.

Assim, considerou-se oportuno, e objetivo deste estudo, a realização de uma campanha experimental que contribua para o entendimento do comportamento para fora-do-plano de paredes de alvenaria de enchimento, e para o desenvolvimento de novas alternativas de reforço que, sobretudo, se vejam, por um lado, de aplicação simples em estruturas existentes ou por construir, tendo em conta o edificado existente, e, por outro, económicas, permitindo:

- Melhorar o desempenho de paredes de alvenaria de enchimento perante eventos sísmicos, nomeadamente melhorando o seu comportamento sob ações para fora do seu plano.
- Considerando o edificado construído, encontrar uma solução com larga capacidade de aplicação e que constitua uma solução apropriada no futuro de reforço de paredes de alvenaria de enchimento, de modo a prolongar a vigência de um material amplamente usado na Europa, particularmente em zonas com moderado e elevado risco sísmico e, que evite a rotura brusca que se tem observado recorrentemente em eventos no passado, e que, muitas vezes, comprometem a integridade física de quem nelas habita.
- Avaliar o efeito do reboco, e a sua influência relativamente ao padrão de rotura e de dano no painel. Este aspeto influencia diretamente a resposta global da parede sob ações para fora do plano.
- No seguimento do ponto anterior, avaliar o efeito da combinação do reboco com uma malha de reforço.

A campanha experimental, realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural - LESE integrou um conjunto de pequenos *muretes* de alvenaria, e três painéis construídos à escala real. O seu planeamento passou pela definição dos seguintes objetivos:

- Determinar parâmetros de resposta observados nos resultados experimentais, tais como degradação da força máxima, degradação da rigidez e energia dissipada;
- Identificar diferentes modos de rotura;
- Comparar os resultados experimentais com outros ensaios realizados, no passado, no Laboratório – LESE, por outros autores;
- Avaliar a influência do reboco, reforçado e não reforçado, no que diz respeito à resposta para fora-do-plano no domínio da frequência e nas características dinâmicas dos painéis.

O facto de ser prática frequente desprezar a contribuição destas paredes para a resistência sísmica dos edifícios, e admitir-se que a resposta das estruturas a sismos é essencialmente assegurada pelos elementos de betão armado, é uma hipótese que deve ser repensada. Assim, pretende-se que este trabalho permita, futuramente, a calibração de modelos numéricos apropriados, que tenham em conta o comportamento mecânico deste tipo de elementos.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se organizado em cinco capítulos, a seguir brevemente descritos:

No primeiro capítulo são apresentados os objetivos gerais e desígnio deste trabalho.

O segundo capítulo, focando o estado do conhecimento, descreve algumas campanhas experimentais e estudos levados a cabo por outros autores nomeadamente no que diz respeito a provetes de alvenaria constituída por blocos de tijolo furado horizontalmente, sujeitos a forças a atuar para fora do seu plano.

No terceiro capítulo, descrevem-se os ensaios realizados sobre pequenos muretes, através dos quais foram avaliados parâmetros como a influência do reboco, a aplicação de uma malha de reforço de resistência moderada, a aplicação de uma malha de reforço de resistência inferior e mais dúctil, e o possível benefício trazido pelo uso de conetores. Comparando e dando seguimento a trabalhos realizados anteriormente sobre provetes de alvenaria não reforçados, a avaliação do efeito das soluções de reforço propostas foi efetuada.

No quarto capítulo, descrevem-se os detalhes relativos aos ensaios efetuados sobre três painéis de alvenaria de enchimento, construídos à escala real. Nesta campanha experimental, e fazendo uso de estudos levados a cabo anteriormente em painéis de alvenaria de enchimento não reforçados ou rebocados, é avaliado o efeito da utilização de, por um lado, um reboco comum e, por outro, de um reboco armado na melhoria do comportamento dos painéis sob ações a atuar para fora do seu plano.

Finalmente, no quinto capítulo, são tecidas algumas reflexões finais e propostos desenvolvimentos futuros.

2 ESTADO DO CONHECIMENTO

2.1 ENQUADRAMENTO

A comportamento de paredes de alvenaria de enchimento sob ações a atuar para fora do seu plano frequentemente é negligenciado nas etapas de um projeto de estruturas. O Eurocódigo 8 [1] sugere medidas preventivas à rotura dúctil, e falha para fora do plano de paredes de alvenaria de enchimento sob ações sísmicas, nomeadamente no que diz respeito a paredes esbeltas. As medidas apontadas passam, por exemplo, pela inclusão de malhas leves adequadamente ancoradas aos painéis e pórticos. No Nepal, o código NBC-201 1995 recomenda o uso de bandas de betão armado ao longo do perímetro das paredes, entre 1/3 a 2/3 da sua altura. O guia *FEMA-306* recomenda a consideração da capacidade dos painéis de resistirem a ações para fora-do-plano, propondo uma expressão que leva em conta a resistência da alvenaria, esbelteza do painel, e nível de dano prévio nas paredes devido a ações no seu plano. A capacidade e rigidez dos painéis ainda não estão devidamente especificados, e, por exemplo, a presença de aberturas, é um dos fatores que traz complexidade ao problema e dificulta a quantificação da força associada ao colapso para fora do plano de um painel de alvenaria de enchimento.

Alguns estudos têm sido feitos incluindo propostas de reforço exteriores para paredes de alvenaria de enchimento para ações para fora do seu plano (eg. [2-5]). No entanto, na sua maioria, focam o estudo de blocos sólidos de tijolo, com características mecânicas superiores às das unidades de tijolo furado, e fazendo uso, muitas vezes, de técnicas com grandes custos associados relativamente aos próprios materiais ou ao processo de aplicação dos mesmos.

Campanhas experimentais sobre elementos reforçados de tijolo furado, e, particularmente, os realizados sobre exemplares à escala real, são escassos. Neste capítulo detalham-se alguns estudos realizados nestas condições, e sobre os quais fosse possível fazer comparações apropriadas.

2.2 RISCO SÍSMICO

2.2.1 RISCO SÍSMICO E OS PAINÉIS DE ENCHIMENTO EM ALVENARIA NÃO ESTRUTURAL

O uso massivo de estruturas porticadas de betão armado e paredes de enchimento, de tijolos de furação horizontal, com elevadas percentagens de vazios, e comportamento frágil, é uma solução bastante comum no sul da Europa, com forte incidência em áreas de moderado a elevado risco sísmico.

Os tijolos tradicionais de furação horizontal foram muito utilizados em Portugal nos anos 40-50, com o aparecimento das estruturas de betão armado, à medida que foi caindo em desuso a construção das estruturas de alvenaria resistente, construídas com pedra ou tijolo maciço [6]. De facto, o emprego desta tipologia de construção oferece vantagens que se prendem, essencialmente com a facilidade na construção, bom comportamento térmico e acústico das paredes por eles formadas, eficiência face ao seu custo, acessibilidade e moderado impacto ambiental do material. [7]





Uma revisão nos relatórios elaborados no âmbito do projeto “World Housing Encyclopedia, A Resource on Construction in Earthquake Regions” (e.g. [8, 9]), dá conta de que esta tipologia construtiva é utilizada em diversos países, nomeadamente Portugal, Espanha, Itália, Grécia, Roménia, Turquia, entre outros.

Os painéis de alvenaria de enchimento são tipicamente construídos com tijolos furados, cujas percentagens ou direção de furação vão variando de zona para zona, assim como e as suas propriedades mecânicas, e o seu desempenho perante eventos sísmicos. O seu papel, como parte integrante de estruturas sismo-resistentes, tem relevância e deve ser considerado [10].

As paredes de enchimento, além da contribuição para o desempenho sísmico do edifício, têm também uma forte importância económica. Assim, é necessário que tenham a capacidade de evitar a ocorrência de dano severo, no seu plano, que conduz a consideráveis perdas económicas, e fora-do-plano, constituindo, muitas vezes, um grande risco à vida humana [11].

No Quadro 2.1 incluem-se alguns países onde o uso de paredes de enchimento constituídas por blocos furados é corrente, e, em paralelo, é indicado um valor da sua incidência construtiva, de acordo com os autores. Para cada um, e a título ilustrativo, é feita referência a um evento sísmico e ao efeito por ele provocado nestas paredes, nomeadamente decorrente de ações a atuar para fora do seu plano. Importa assinalar que, estudos sobre a incidência de cada tipologia construtiva de zona para zona não são abundantes, pois a sua execução é complexa e extensiva, porém, considera-se devem ser desenvolvidas mais bases de dados neste âmbito, que certamente constituem uma importante ferramenta no estudo deste tema.

Quadro 2.1 Paredes de enchimento de alvenaria furada - localização, incidência construtiva e efeitos perante ocorrências sísmicas

País	Incidência construtiva	Ocorrência Sísmica
Argélia	60-70% do parque habitacional [9]	 Boumerdes, 2003
Turquia	80% do parque habitacional da Turquia, sendo o uso de tijolo furado, um dos mais comuns. [8]	 Ercis-Van, 2011 [12]
Itália	“Tipologia dominante”[7]	 L'Aquila 2009
Grécia	“Dominante na região Sul” [7]	 Atenas, 1999 [13]

2.3 CAMPANHAS EXPERIMENTAIS REALIZADAS

Ao longo dos últimos anos, e devido à observação recorrente do deficiente comportamento de paredes de alvenaria de enchimento exibido em eventos sísmicos no passado, diversas campanhas experimentais têm sido realizadas, nomeadamente ensaios com ações a atuar para fora do plano dos provetes.

Frequentemente, os estudos encontrados na literatura são feitos sobre tijolos com baixa percentagem de furos, e alta resistência à compressão, comparativamente às unidades de alvenaria furadas que são estudadas no âmbito deste trabalho, e utilizadas como material construtivo em diversos países.

Neste subcapítulo, reúnem-se e descrevem-se alguns estudos relevantes sobre muretes e paredes constituídos por alvenaria de tijolo furado, submetidos a ações para fora do seu plano. A terceira secção deste subcapítulo, é dedicada ao trabalho que tem sido elaborado no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), da FEUP, até ao início desta dissertação, cujas campanhas experimentais incluem sete ensaios realizados sobre painéis de enchimento não reforçados, com as mesmas unidades de alvenaria, inseridas num mesmo pórtico de betão armado.

2.3.1 ENSAIOS SOBRE MURETES DE ALVENARIA FURADA HORIZONTALMENTE

No trabalho descrito em [14], realizado no âmbito das atividades do LESE, efetuou-se a caracterização mecânica de vários tipos de provetes de alvenaria do tipo murete (constituídos por unidades de tijolos de furação horizontal de dimensões $30 \times 20 \times 15$, ou $30 \times 20 \times 11$, e por blocos de betão leve) sujeitos a diferentes solicitações de carga, através de ensaios de compressão simples, de tração por compressão diagonal, e de flexão paralela e perpendicular às juntas de assentamento.

A investigação centrou-se no comportamento de muretes não reforçados, nem rebocados. No entanto, na fase final do trabalho, até mesmo a título especulativo, foi realizado um ensaio de flexão segundo um plano paralelo às juntas de assentamento a um único murete de alvenaria $30 \times 20 \times 11$ cm, com uma camada de reboco reforçado com malha. Na Figura 2.1 apresenta-se a relação força-deslocamento obtida nos ensaios dos muretes não reforçados (FPA11_Tx_GA) e reforçado (FPA11_T1_GA_R). Este último revelou uma capacidade cerca de 6 vezes superior à média obtida no mesmo ensaio para os provetes não reforçados.

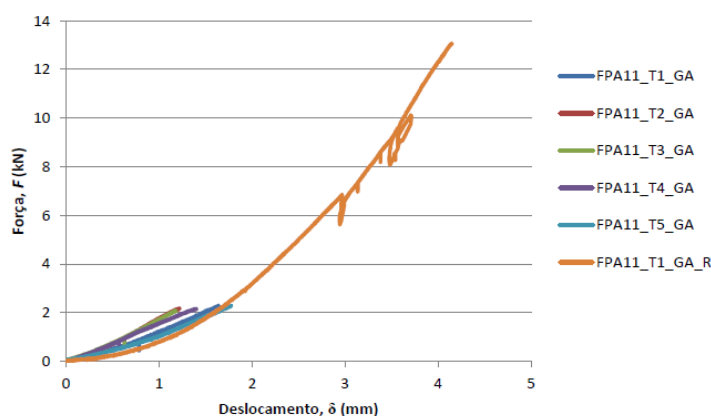


Figura 2.1 Resultados Experimentais [14]: Relação força-deslocamento no ensaio de flexão a quatro pontos sobre muretes de alvenaria não reforçados e reforçado (R)

A malha utilizada em [14] (ref. Tenax Cintoflex) foi aplicada, inclusivamente, no presente trabalho, num conjunto de muretes e cujas características se apresentam no capítulo 3. Na secção 2.3.3 faz-se ainda a indicação de um estudo de outro autor, que determinou experimentalmente a resistência à tração da rede.

Num estudo, efetuado na Turquia [15], efetuou-se uma campanha de ensaios de *flexão em quatro pontos* com muretes constituídos por tijolos de furação horizontal, (Figura 2.2), de resistência à compressão da ordem dos 1 – 2 MPa.

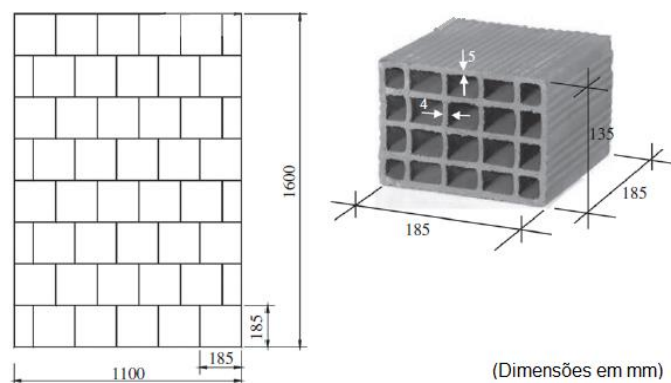


Figura 2.2 Campanha experimental [15] - muretes constituídos por unidades de alvenaria furada

Os provetes foram reforçados com faixas de fibras poliméricas de carbono (CFRP), aplicados com uma resina *epoxy*, em cinco diferentes disposições. Para cada disposição, foi testado um provete sem o recurso a ancoragens, e noutro foi aplicada uma estratégia de ancoragem com as próprias bandas de CFRP, num total de dez provetes (v. Figura 2.3).

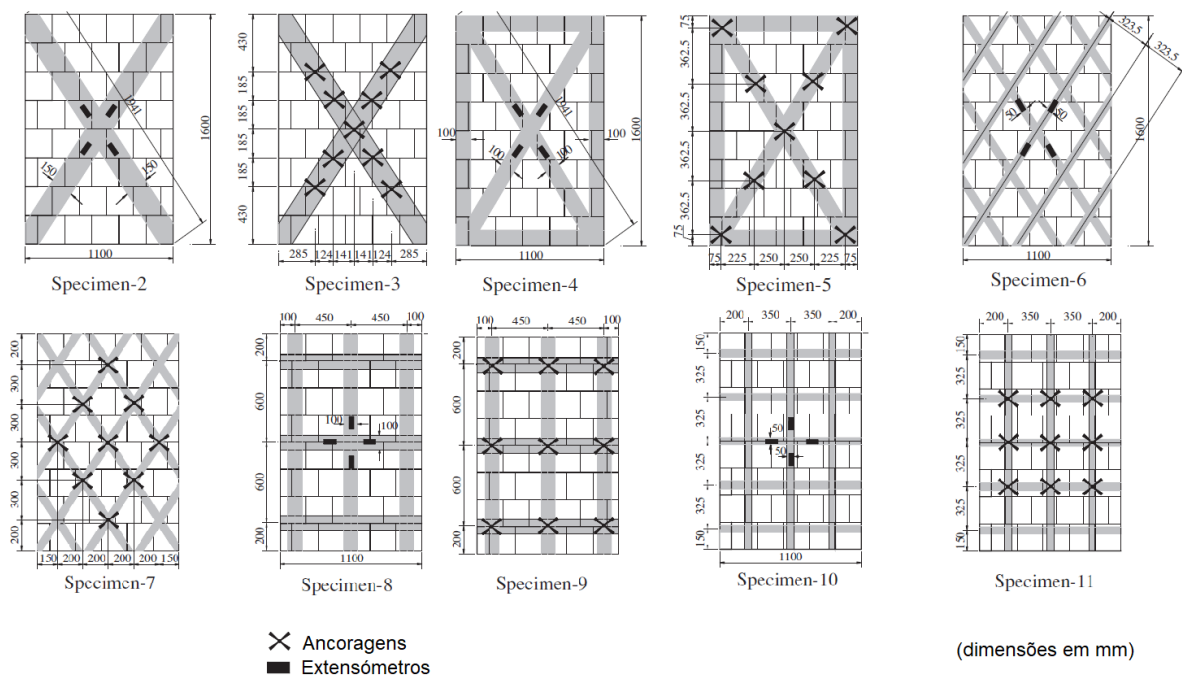


Figura 2.3 Campanha Experimental [15] - Provetes, com diferentes disposições de reforços, testados no ensaio de *flexão a 4 pontos*

O reforço constituiu melhorias das paredes de enchimento não só em termos de força ($9.9 \times$ superior ao provete de referência não reforçado, e cerca de 15% nos provetes ancorados relativamente aos não ancorados), mas em outros aspetos como rigidez, ductilidade, dissipação de energia, capacidade de deformação, e modo de rotura.

No Quadro 2.2 apresenta-se, a par com os valores da resistência à tração da matriz de FRP de Carbono, dados pelo fabricante, a grandeza da relação entre a força máxima obtida no ensaio e a força relativa ao peso de um murete, para a configuração ancorada e não ancorada (valores médios).

Quadro 2.2 Campanha Experimental [15]: Resistência à tração da matriz FRP e Relações P_{\max}/P_{Peso}

Tipo de Reforço Aplicado	Resistência à Tração da Matriz		Relações P_{\max}	
			Ancorada	Não Ancorada
	Fabricante (MPa)	kN/m	P_{\max}/P_{Peso}	P_{\max}/P_{Peso}
FRP (Carbono)	4100	492	8.2	9.9

A importância das ancoragens fez-se notar, principalmente, nos resultados favoráveis ao nível da dissipação de energia e ductilidade dos espécimes. No Quadro 2.3 reúnem-se as observações positivas relativas aos valores dos parâmetros de rigidez, ductilidade, dissipação de energia, tensão nas ancoragens e modo de rotura.

A rigidez de um murete reforçado mostrou-se, em média, 47% superior a um murete sem reforço. O incremento da rigidez foi igualmente notório (32%) entre muretes ancorados e não ancorados.

O rácio de ductilidade aumentou cerca de 3.50 vezes, de um murete reforçado relativamente a um murete não reforçado, corroborando o facto de que falhas repentinas e frágeis deixaram de ser observadas.

A capacidade de dissipar energia, em média, foi superior nos provetes reforçados.

A tensão nas ancoragens foi medida através de extensómetros. Nos provetes ancorados, este parâmetro mostrou-se 52% superior, corroborado pelo facto de que o descolamento das faixas nesses pontos foi, efetivamente, retardado.

O modo de rotura de qualquer murete reforçado contrastou com o modo típico de rotura de um murete não reforçado, repentino e frágil. Os muretes reforçados levaram ao limite a capacidade resistente das faixas de FRP, que, no caso das ancoradas, romperam, e no caso das não ancoradas, descolaram.

Quadro 2.3 Resultados Experimentais [15]: Quadro Resumo - Rigidez, Dissipação de Energia, Tensão nas Ancoragens e Modo de Rotura

Parâmetros	Reforçado VS. Referência	Ancorado VS. Não Ancorado
Rigidez	↑ 47%	↑ 32%
Rácio Ductilidade	↑ 3.5 ×	—
Dissipação de Energia	↑ 125 ×	↑ 9.4%
Tensão nas Ancoragens	—	↑ 52%
Modo de Rotura	Descolamento da Faixa vs. Rotura frágil e instantânea	—

Em Itália, os autores da campanha [16] procuraram analisar a eficiência de diferentes tipos de reforços exteriores (*FRP*, *SRP/SRG* e *TRM*, cujos termos se explicam a seguir), através da realização de ensaios de flexão em quatro pontos, aplicados em muretes constituídos por tijolos de furação horizontal (Figura 2.4), assentados com uma argamassa da classe M5.

Assim, foram testados vinte e sete muretes, de dimensões $390 \times 1.310 \times 120$ mm, com as seguintes características:

- 3×4 muretes reforçados com FRP (fibras poliméricas unidireccionais) de Carbono, Basalto, Cânhamo e Linho. (v. Figura 2.4 (b)), aplicados numa faixa central, de 50mm, com resina *epoxy*.
- 3×3 muretes reforçados com SRP/SRG (fibras de aço, unidireccionais) (v. Figura 2.4 (b)), aplicados numa faixa central, de 50mm, com resina epoxy (SRP), com reboco comum (SRG-cem) e com argamassa com óxido de magnésio (SRG-mag).
- 3×2 muretes nos quais foram aplicados reforços bidireccionais (TRM) de Basalto e de Fibra de Vidro (v. Figura 2.4 (a)), por entre duas camadas de reboco comum.

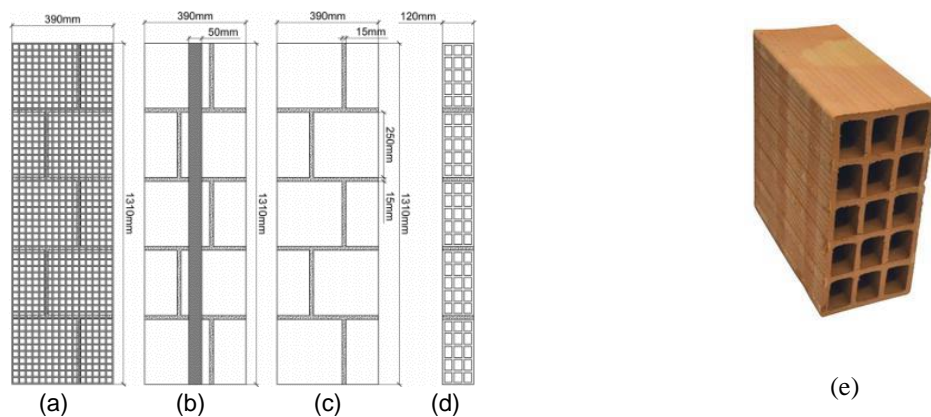


Figura 2.4 Campanha Experimental [16] Muretes utilizados nos ensaios de *flexão a 4 pontos* (a) Com reforço bidirecional (b) Com reforço unidirecional (c) Vista posterior sem reforço aplicado (d) Vista lateral e (e) Unidade de alvenaria

O interesse deste estudo no âmbito desta dissertação reside no o uso de uma malha de fibra de vidro, comum, e de fraca resistência à tração (Figura 2.5), em paralelo com outras de resistência substancialmente superior.

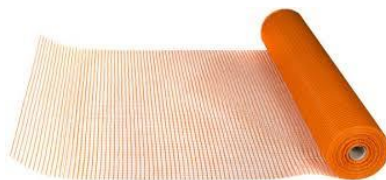


Figura 2.5 Campanha Experimental [16]: Malha de Fibra de Vidro Utilizada num dos provetes

Os resultados experimentais mostraram-se positivos para a rede. O Quadro 2.1 resume alguns aspetos importantes do estudo de [16]. Em primeiro lugar, apresenta-se cada tipo de malha, e respetiva resistência à tração. No sentido de uniformizar com outros e o presente trabalho, apresenta-se essa

resistência em MPa e equivalente em kN/m. Sobre os resultados experimentais do ensaio de flexão em quatro pontos sobre os muretes, apresenta-se, primeiro, o modo de rotura observado. Os autores compararam a máxima carga suportada por cada espécime no ensaio (P_{Max}) com um valor estimado de 720 N para a resistência à flexão de um murete não reforçado, P_{URM} . Não é referenciado explicitamente de que forma se estimou este valor, e, por isso, acrescenta-se uma nova coluna em que se relaciona o valor de $P_{máx}$ com o Peso aproximado de um murete.

Quadro 2.4 Resultados Experimentais [16]: Quadro Resumo - Resistência à tração das matrizes/malhas e Relações $P_{máx}$ nos ensaios

Tipo de Reforço Aplicado	Resistência à Tração da Matriz/Malha		Relações $P_{máx}$	
	Fabricante (MPa)	kN/m	P_{max}/P_{URM}	P_{max}/P_{Peso}
FRP (Carbono)	3500	595	8.8	29
FRP (Basalto)	1700	238	5.7	19
FRP (Cânhamo)	496	77	3.6	12
FRP (Linho)	622	121	2.9	10
HD SRP	3070	1166	9.5	31
LD SRG mag	2820	237	8.3	27
LD SRG cem	2820	237	4.7	15
TRM (Basalto)	300	92	8.4	27
TRM (F. Vidro)	125	24	7.0	23

Na Figura 2.6 (a) apresentam-se as relações força-deslocamento alcançadas por cada tipo de murete reforçado. Note-se que o murete reforçado com a malha de fibra de vidro, denominado P_{net} , mostrou um comportamento dentro da média, bastante aceitável ao nível de força máxima e de deslocamentos. Outro aspeto, que é feito notar, é a relação entre o modo de rotura do murete e a rigidez axial do material de reforço. (Figura 2.6 (b)). Foi observado que os provetes reforçados com materiais mais rígidos apresentavam mais facilmente uma rotura, repentina e frágil, a nível de corte.

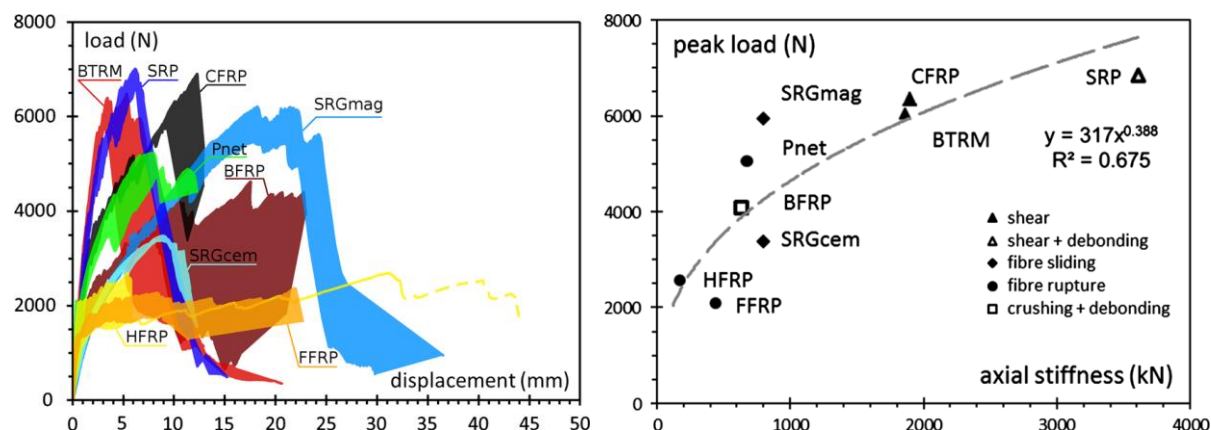


Figura 2.6 Resultados Experimentais [16]: (a) Relação Força-Deslocamento (b) Relação Força-Rigidez da Malha VS. Modo de rotura

2.3.2 ENSAIOS SOBRE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO CONSTITUÍDAS POR TIJOLOS FURADOS

Da Porto [17] procurou investigar a influência do tipo de reboco, assim como soluções para o seu reforço, em painéis de alvenaria de enchimento, quando submetidos a ações no plano e, subsequentemente, fora do seu plano.

Os painéis de alvenaria, de dimensões 4150×2650 mm, foram levantados, em quatro pórticos de betão armado de dimensões compatíveis. Oito painéis foram construídos e ensaiados, em duas fases, proporcionando a oportunidade de reutilizar, uma vez, cada pórtico.

Os tijolos cerâmicos de furação horizontal e dimensões $250 \times 120 \times 250$ mm constituíam as unidades de alvenaria de todos os painéis. O valor da resistência à compressão média destas unidades, indicado pelo fabricante, é 2 MPa, correspondente à direção paralela furação.

O assentamento das unidades de alvenaria foi realizado com recurso a uma argamassa da classe M5. Importa dizer que a variabilidade intrínseca às propriedades mecânicas da argamassa, aliada ao facto de cada grupo de painéis ter sido construído em dois momentos distintos, resultou na disparidade entre os valores obtidos nos ensaios de resistência à compressão e flexão das argamassas de assentamento correspondentes aos painéis da primeira (painéis 1-4) e da segunda fase (painéis 5-8).

Os painéis dividiram-se ainda em três grupos (GC, BG, BC), mais um de referência (GP), conforme o tipo de reboco aplicado, com implicações, naturalmente, ao nível da resistência de cada um.

Nos painéis 3, 4, 6 e 8 foi aplicada uma malha de reforço embebida no reboco. Dois tipos diferentes de malha foram utilizados, uma constituída por fibras de vidro e aço (painéis 3 e 4) e outra por basalto e fibras de aço (painéis 6 e 8). Não são referidos, no artigo, outros dados técnicos, como resistência ou dimensões das malhas.

Todos os detalhes relativos às argamassas de reboco e assentamento, e das soluções de reforço, de cada painel, podem ser encontrados no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 Campanha Experimental [17]: Caraterísticas das argamassas em cada um dos provetes ensaiados

Den.	Caraterísticas do Reboco			Resistência da Argamassa (MPa)			
				Reboco		Assentamento	
	Malha de Reforço	Natureza	Classe	Flex.	Compr	Flex.	Compr
1-GP-UR	—	Ordinário	CsI	1.30	2.19	3.52	9.47
2-GC-UR	—		CsIV	5.39	20.59		
3-GC-NR	Fibras de vidro e aço						
4-GC-FN	Fibras de aço e basalto, ancorada ao pórtico						
5-BG-UR	—	Cal-Gesso	CsII	1.08	2.10	1.88	5.88
6-BG-NR	Basalto e fibras de aço						
7-BC-UR	—	Cal Hidráulica Natural	CsII	1.11	2.41		
8-BC-NR	Basalto e fibras de aço						

O ensaio para fora-do-plano foi realizado sobre os painéis previamente danificados pelo ensaio no plano (com *drift* máximo 1.2%), que nesta breve revisão não serão descritos em detalhe, mas, como é esperado, este influi diretamente no desempenho dos provetes no ensaio para fora-do-plano. Assim, apresenta-se na Figura 2.7 (a), a respetiva relação Força-*Drift*, e, em paralelo, na Figura 2.7 (b), a relação Força-Deslocamento resultante do ensaio para fora-do-plano. O Quadro 2.6, que sintetiza aspetos relevantes da campanha experimental, incluiu uma nota qualitativa em relação ao dano prévio em cada painel. Convém referir que o provete número 5 não foi submetido ao ensaio para fora-do-plano devido à excessiva deterioração decorrente do ensaio no plano.



Figura 2.7 Resultados Experimentais [17]: Relação força-*drift*/deslocamento (a) Ensaio no plano (envolventes) (b) Ensaio Fora-do-Plano

No Quadro 2.6, estão reunidos os painéis ensaiados, associados cada um a uma nota sobre as suas características principais (Qualidade do Reboco/ Aplicação ou não de reforço/ Aplicação ou não de ancoragens). Os painéis estão ordenados segundo o seu desempenho no ensaio para fora-do-plano relativamente à sua capacidade de carga. No geral, os painéis reforçados exibiram uma capacidade de carga, em média, 3.5 vezes superior ao painel de referência, e 30% superior àqueles com o mesmo tipo de reboco, mas sem malha de reforço.

O uso de ancoragens no painel não incrementou significativamente o desempenho do painel relativamente à carga máxima, mas, de facto, revelou ter um papel importante no controlo dos deslocamentos, permitindo assim que o modo de rotura se desenvolvesse de forma muito controlada.

Quadro 2.6 Resultados Experimentais [17]: Características principais de cada um dos painéis e resultados dos ensaios no plano e fora-do-plano

	Caraterísticas			Ensaio IP	Ensaio OOP	
	Reboco	TRM	Anc.	Dano Prévio	Rotura	Relação $P_{m\acute{a}x}/P_{Ref}$
5-BG-UR ¹	Fraco	N	N	Desintegrado	Não se realizou	
1-GP-UR	+Fraco	N	N	Severo	Frágil	1
7-BC-UR ¹	Fraco	N	N	Leve	Frágil	2.55
2-GC-UR	Forte	N	N	Severo	Frágil	2.78
6-BG-NR ¹	Fraco	S	N	Moderado	Controlado	2.8
8-BC-NR ¹	Fraco	S	N	Leve	Controlado	3.32
3-GC-NR	Forte	S	N	Leve	Controlado	3.52
4-GC-FN	Forte	S	S	Leve	Muito Controlado	3.6

¹Painéis construídos na segunda fase (Ensaios exibiram resistência à compressão da argamassa de assentamento $2 \times$ menor)

2.3.3 ENSAIOS REALIZADOS NO LABORATÓRIO DE ENGENHARIA SÍSMICA E ESTRUTURAL

2.3.3.1 Ensaios realizados sobre painéis de alvenaria furada construídos à escala real

O Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – *LESE* tem levado a cabo uma série de ensaios de modo a compreender o comportamento de painéis de alvenaria de enchimento quando solicitados a ações para fora-do-plano. Oito ensaios foram executados no passado, provenientes de trabalhos anteriores a esta dissertação, todos eles sobre painéis de alvenaria de enchimento construídos com tijolos furados cerâmicos, num mesmo pórtico de betão armado construído à escala real. Até hoje, diversas variáveis foram exploradas, desde o modo de solicitação do painel, à alteração das suas condições fronteira, à aplicação de dano prévio, até à aplicação ou não de reboco, armado ou simples.

No Quadro 2.7 pode encontrar-se uma exposição e resumo breve dos ensaios realizados no laboratório *LESE*, neste campo da análise do comportamento para fora-do-plano de paredes de alvenaria de enchimento, construídas à escala real e, até hoje, fazendo uso sucessivo de um único pórtico de betão armado. Comparações e análises mais detalhadas serão expostas no capítulo 5. Os ensaios foram realizados pelo laboratório no decorrer dos anos, sendo que a nomenclatura de cada parede ensaiada indica a ordem pela qual foi realizado cada ensaio. Note-se também que os ensaios das primeiras paredes INF01, INF02, INF03, INF04, INF05 e INF06 diferem das posteriores no tipo de set-up experimental que permite a aplicação das cargas perpendiculares ao plano. Nestas paredes, a ação da força foi possibilitada por um sistema de *airbags*, que aplicavam uma força uniforme, exercendo reação numa estrutura metálica auto-equilibrada (v. [18] [19]). Nas paredes posteriores, os *airbags* foram substituídos por aparelhos pneumáticos, numa montagem a ser explicada no capítulo 5.

No que se refere ao foco desta dissertação, os ensaios realizados e a serem analisados com detalhe serão os respeitantes às paredes INF08, INF09 e INF10, sendo que, nas primeiras, foi aplicado um reboco simples, e, na última, um reboco armado. De facto, é necessário e é objetivo deste trabalho avaliar a influência do reboco na resposta das paredes de alvenaria de tijolo oco, correntes em Portugal, e, ainda, procurar soluções de reforço que sejam de simples colocação, de fácil acesso e de baixo custo.

O quadro inclui os valores, obtidos em cada um dos ensaios, respetivos aos parâmetros de força máxima e pressão máxima equivalente, relação $F_{\text{máx}}/F_{\text{peso}}$ e modo de rotura.

A instabilidade dos painéis para fora do plano está, muitas vezes, relacionada com as condições de apoio do painel [18-22]. Assim, a pior ou melhor ligação do painel ao pórtico, obtida na sua execução, pode vir a determinar o modo de rotura de uma parede. Na Figura 2.8 estão representados padrões de rotura, associados a diferentes tipos de condições de apoio, frequentemente desenvolvidos por painéis de alvenaria quando submetidos a ações para fora do seu plano. Painéis apoiados numa direção (Figura 2.8 (a)), desenvolvem fissuras na direção paralela à de suporte, resultando em padrões de rotura bilineares. O comportamento de painéis apoiados em direções perpendiculares (Figura 2.8 (b)) assemelha-se ao de uma laje em flexão bidirecional, exibindo uma combinação de fissuras horizontais, verticais e diagonais, e padrões de rotura trilineares.

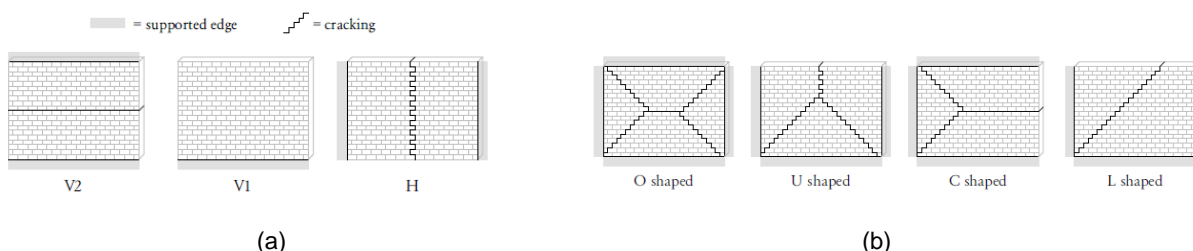


Figura 2.8 Padrões de rotura associados a diferentes tipos de condições de apoio em painéis de alvenaria (a) Painéis apoiados numa direção (b) Painéis apoiados em direções perpendiculares [20]

Quadro 2.7 Campanhas Experimentais LESE: Tabela Síntese

Den./[Ref]	Descrição	F _{max} (kN)	Pressão (kPa)	$\frac{F_{máx}}{F_{peso}}$	Tipo de Rotura	Reboco (S/N)
Sistema de airbags insufláveis	INF01 [18] Parede submetida a um ensaio monotónico para fora-do-plano, após a instalação de um esforço axial de 300 kN nos pilares do pórtico de betão armado.	75	7.8	5.0	Trilinear	N
	INF02 [18] Parede submetida a um ensaio cíclico para fora-do-plano.	69	7.1	4.6	Trilinear	N
	INF03 [18] Parede <i>dupla</i> submetida a um ensaio cíclico para fora do plano, com dano prévio (ensaio no plano, cíclico, com instalação de esforço axial de 300 kN)	17	1.8	1.1	Bilinear	N
	INF04 [19] Parede submetida a um ensaio para fora-do-plano, cíclico, com instalação de esforço axial de 275 kN nos pilares do pórtico.	46	4.8	3.1	Bilinear	N
	INF05 [19] Parede apoiado em 2/3 da sua espessura, submetida a um ensaio cíclico para fora-do-plano.	27	2.8	1.8	Trilinear	N
	INF06 Parede com reboco, submetida a um ensaio cíclico para fora do plano	74	7.7	4.9	Trilinear	N
Sistema de Atuadores Pneumáticos	INF07 Parede com reboco, submetida a um ensaio cíclico para fora do plano	69	7.1	4.6	Bilinear horizontal	S
	INF08 [presente trabalho] Parede com reboco, submetida a um ensaio cíclico para fora do plano	44	4.6	2.9	Trilinear	S
	INF09 [presente trabalho] Parede com reboco, submetida a um ensaio cíclico para fora do plano.	61	6.3	4.1	Trilinear	S
	INF10 [presente trabalho] Parede simples de alvenaria, com aplicação de um reboco armado, submetida a um ensaio para fora do plano de forma cíclica.	78	8.1	5.2	Trilinear	S

2.3.3.2 Outros ensaios realizados no laboratório LESE– caracterização experimental das propriedades mecânicas de elementos

Nos capítulos seguintes explanam-se os detalhes da campanha experimental realizada sobre muretes e sobre painéis de alvenaria, que foram igualmente construídos com recurso a tijolos de cerâmica furados horizontalmente, procedentes do fabricante português *PRECERAM*. De acordo com a ficha técnica, estes tijolos têm dimensões de $30 \times 20 \times 15$ cm e apresentam uma resistência à compressão média de ≥ 1.7 MPa. O autor Manuel Pereira [23], na sua tese de mestrado, determinou, através de uma campanha experimental, um conjunto de propriedades relevantes para avaliação do comportamento mecânico destas unidades de alvenaria. Determinou inclusive as larguras dos septos exterior e interior, que são, em média, respetivamente, 8,5 e 7 mm. Os resultados relativos à determinação das dimensões (NP EN 772-16 [24]) e da resistência à compressão (NP EN 772-11 [25]) são, então, apresentados, no Quadro 2.8.

Quadro 2.8 Resultados das medições dos tijolos $30 \times 20 \times 15$ e respetivos valores do Ensaio à Compressão [23]

Provete	Dimensões Médias			Resistência à compressão [MPa]
	b [mm]	h [mm]	e [mm]	
1	295.0	194.2	148.8	4.77
2	293.0	195.0	148.1	3.30
3	291.2	191.8	148.8	3.63
4	290.0	192.1	147.9	5.54
5	295.0	192.5	148.5	3.47
6	289.9	191.8	148.1	4.08
7	295.6	193.4	150.0	3.83
Média	292.8	193.0	148.6	4.09

No capítulo 3 do presente trabalho foi utilizada uma rede de reforço (Ref. *TENAX Cintoflex*), num conjunto de muretes a ensaiar, à qual, num trabalho anterior [26], foi já realizado um ensaio de tração e determinada a sua resistência, de acordo com as referentes normas de preparação (NP EN ISO 9862 (2007) [27]) e ensaio (NP EN ISO 10319 (2005) [28]) de geotêxteis. O valor médio obtido neste ensaio (5.25 kN/m) mostrou ser, em média, superior ao declarado na ficha técnica (3.5 kN/m).

Quadro 2.9 Resultados do ensaio de tração simples da rede na direção do fabrico da rede TENAX Cintoflex [26]

Provete	Resistência à Tração (kN/m)	Extensão na força máxima (%)
1	5.62	15.5
2	4.98	15.9
3	5.31	16.2
4	5.17	14.6
5	5.18	14.6
Valor médio	5.25	15.4

3

CARATERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE MURETES DE ALVENARIA DE TIJOLO FURADO SOB FLEXÃO PARALELA ÀS JUNTAS HORIZONTAIS

3.1 INTRODUÇÃO

Uma primeira avaliação da eficiência que poderia ter a aplicação de uma malha de reforço na superfície de paredes de enchimento de alvenaria, quando submetidas a ações para fora do seu plano, e a sua capacidade em evitar a rotura frágil das mesmas, baseou-se numa campanha experimental sobre pequenos muretes, considerando o seu comportamento à flexão paralela às juntas de assentamento.

Assim, neste capítulo, são expostos os procedimentos e resultados de uma campanha de ensaios sobre vinte (20) exemplares, submetidos cada um a um ensaio de flexão *em quatro pontos*. Todos eles são constituídos por tijolos furados de dimensões $30 \times 20 \times 15$ cm, e revestidos, numa face, por um reboco armado com um de dois tipos de rede de reforço.

Para a determinação da resistência à flexão, foi adoptada a Norma Portuguesa NP EN 1052-2/2002 [29]. Outros ensaios foram realizados, no passado, aquando de outras campanhas experimentais levadas a cabo no LESE, e noutra laboratório externo à FEUP, com muretes não reforçados, sem reboco [14], e com reboco [23], pelo que a mesma foi aqui adoptada, de forma a ser possível a comparação resultados. No entanto, reconhece-se que para uma boa avaliação da capacidade em flexão de muretes reforçados, pese embora não obrigado a qualquer norma, os ensaios mais representativos seriam com provetes de maior comprimento, assim como os por [16] e [15] realizados.

3.2 DESCRIÇÃO DOS MURETES



Os vinte provetes foram construídos nas instalações do LESE. Todos eles consistem em muretes de alvenaria de tijolos furados, destinados a ensaios de flexão paralela às juntas horizontais, e com dimensões médias de $600 \times 635 \times 165$ mm² (v. Figura 3.1). Em cada um dos vinte muretes foi aplicada, numa das suas faces, uma camada de reboco, seguida de uma rede de reforço e de uma segunda camada de reboco.



Figura 3.1 Aspeto final dos muretes de alvenaria com reboco armado (a) vista posterior (b) vista frontal

Os vinte muretes foram divididos em dois grupos principais (PP/GFRP), de acordo com o tipo de reforço aplicado. Nos provetes do grupo PP foi aplicada uma rede de reforço, de polipropileno, de malha de dimensões 16×19 mm, do fabricante americano *TENAX*. Nos exemplares do grupo GFRP foi aplicada uma rede de reforço, de fibra de vidro, de malha de dimensões 40×40 mm, do fabricante italiano *Fassa Bortolo*. A referência de cada rede e as suas características mecânicas detalham-se na secção 3.3 e as respetivas fichas técnicas podem encontrar-se no anexo D. As duas redes apresentam características bastante distintas, que se resumem no Quadro 3.1:

Quadro 3.1 Principais características das redes de reforço utilizadas no reforço de cada grupo de muretes

	Rede	Aplicações indicadas pelo fabricante	Resistência à tração (K/m)
PP		Outras aplicações não resistentes	5.25
GFRP		Especializada no reforço de paredes de alvenaria	70

A conexão da rede a cada murete assegurou-se através do uso de doze conjuntos de bucha, prego e anilhas, fixados no topo inferior e superior do murete, e ainda numa fração da sua face interior, formando uma dobra. (v. Figura 3.2)



(a)



(b)

Figura 3.2 Conexão da rede de reforço ao murete (a) Aplicação dos conectores no topo superior, inferior e dobras (b) Conjunto bucha, prego e anilhas

Na intenção de investigar a influência do uso de conectores na face frontal, foi aplicado, em 10 dos exemplares, sobre a respetiva rede de reforço, mais um conjunto de 4 pregos e anilhas.

Todo o processo construtivo dos provetes foi realizado de acordo com a norma referente aos ensaios realizados, garantindo, nomeadamente, o cumprimento de que todas as superfícies dos muretes ficassem planas entre si e, simultaneamente, perpendiculares ao eixo central do provete, e reproduzindo o que já foi feito em trabalhos anteriores. Importa desde já deixar a seguinte nota:

Como já referido na secção 3.1, e após as observações decorrentes dos ensaios aos primeiros dez exemplares, sem conectores, reconheceu-se que a aplicação da norma NP EN 1052-2/2002 [29] não propiciaria a melhor avaliação da resistência à flexão, no caso destes muretes reforçados. Decidiu-se, assim, que não iria dar-se seguimento à campanha experimental com o grupo de muretes com conectores na face, permitindo, deste modo, reservar os exemplares para ensaios futuros, integrando-os num setup experimental adequado.

Na figura resumem-se as particularidades relativas ao sistema de reforço de cada um dos grupos de muretes construídos.

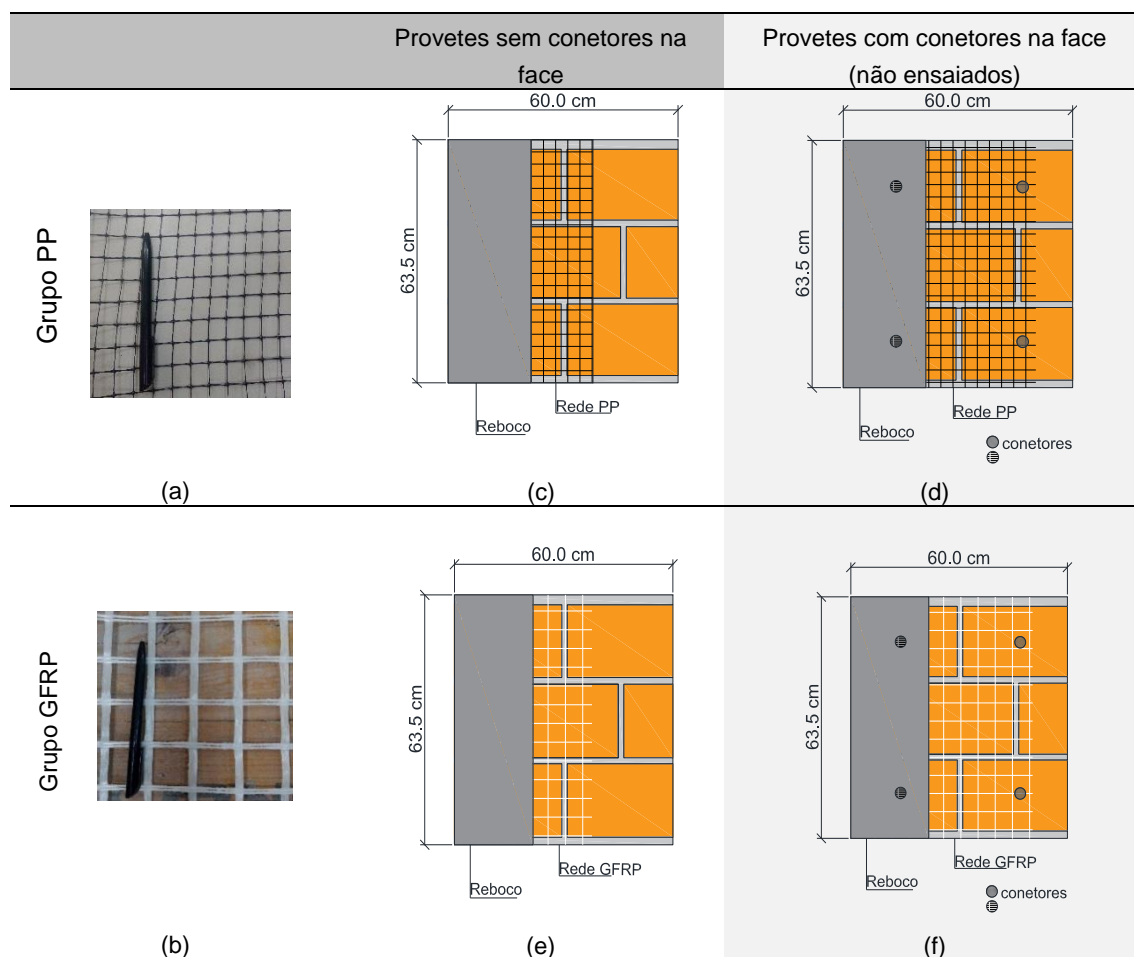


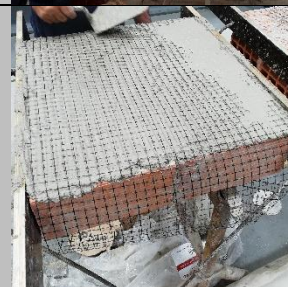











Figura 3.3 Reforço de muretes de alvenaria ensaiados (a) malha PP (b) malha GFRP (c) Grupo PP (d) Grupo PPc (e) Grupo GFRP (f) Grupo GFRPc

O processo de aplicação do reboco e dos dois tipos de reforço foi realizado de forma idêntica para todos os muretes. A descrição e faseamento desse processo pode encontrar-se no Quadro 3.2 e no Quadro 3.3.

Quadro 3.2 Processo de aplicação da rede de reforço – muretes sem conetores na face frontal

	Descrição	Registo fotográfico
Fase 1	O murete, já chapiscado, foi colocado numa superfície plana. Colocaram-se as réguas, que determinam a espessura final do reboco. A superfície do murete foi molhada, ficando preparada para receber a primeira camada de argamassa.	
Fase 2	Aplicação da primeira camada de argamassa. À medida que era preparada a argamassa, preparavam-se provetes para sua posterior caracterização mecânica.	
Fase 3	Sobre a primeira camada de argamassa, foi colocada a rede. As dimensões da rede correspondiam, por um lado, à largura do provete, e, por outro, à soma do comprimento da sua face, dos seus topos superior e inferior, e de uma dobra sobre a face não rebocada.	
Fase 4	Foi colocada a segunda camada de argamassa. Com a régua, alisou-se a camada de argamassa, garantindo que a espessura do reboco fosse constante, marcada pelas réguas laterais.	
Fase 5	No dia seguinte, de forma análoga, rebocaram-se os topos inferior e superior dos provetes, assim como uma fração da face não rebocada, formando uma dobra. Em cada uma destas faces, colocaram-se, sobre a malha, três conjuntos de bucha, prego e anilhas.	
Fase 6	Aplicou-se a segunda camada de reboco nas superfícies dos topos do murete e dobra.	

Quadro 3.3 Processo de aplicação da rede de reforço – muretes com conectores na face frontal

	Descrição	Registo fotográfico
Fase 1	O murete, já chapiscado, foi colocado numa superfície plana. Colocaram-se as réguas, que determinam a espessura final do reboco. A superfície do murete é molhada e está preparada para receber a primeira camada de argamassa.	
Fase 2	Aplicação da primeira camada de argamassa. À medida que era preparada a argamassa, preparavam-se provetes para sua posterior caracterização mecânica.	
Fase 3	Sobre a primeira camada de argamassa, foi colocada a rede. As dimensões da rede correspondiam, por um lado, à largura do provete, e, por outro, à soma do comprimento da face e das suas duas faces laterais. Seguidamente, fizeram-se 4 furos, onde se colocaram as buchas. Inseriram-se os pregos e as anilhas.	
Fase 4	Foi colocada a segunda camada de argamassa.	
Fase 5	Com a régua, alisou-se a camada de argamassa, garantindo que a espessura do reboco fosse constante, marcada pelas réguas laterais.	
Fase 6	No dia seguinte, de forma análoga, rebocaram-se as superfícies laterais dos provetes. Em cada uma destas faces, colocaram-se três conjuntos de bucha+prego+anilhas.	

A aplicação do reboco e do reforço foi realizada faseadamente ao longo dos meses de maio, junho e julho de 2018, bem como os respetivos ensaios. No Quadro 3.4 pode encontrar-se o calendário de trabalhos referentes aos dez exemplares ensaiados, onde se registam os tempos decorrentes entre a execução e o ensaio.

Quadro 3.4 Faseamento da aplicação do reforço e datas dos ensaios referentes aos vinte provetes

	Den.	Data de aplicação do reforço	Data do Ensaio	Período de cura (dias)
Sem conetores	PP1	24 de maio de 2018	2 de julho de 2018	39
	PP2		16 de julho de 2018	53
	PP3		16 de julho de 2018	53
	PP4		17 de julho de 2018	54
	PP5		17 de julho de 2018	54
	GFRP1	25 de maio de 2018	3 de julho de 2018	39
	GFRP2		5 de julho de 2018	41
	GFRP3		12 de julho de 2018	48
	GFRP4		13 de julho de 2018	49
	GFRP5		16 de julho de 2018	52
Com conetores	PPc1	4 de julho de 2018	Muretes não ensaiados	
	PPc2			
	PPc3			
	PPc4			
	PPc5			
	GFRPc1	5 de julho de 2018		
	GFRPc2			
	GFRPc3			
	GFRPc4			
	GFRPc5			


A construção dos muretes, e, naturalmente, a aplicação da argamassa de assentamento já tinha sido realizada anteriormente, no ano anterior, aquando do trabalho de [14]. (Tempo de cura >> 28 dias)

3.2.1 DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS E SUA CARATERIZAÇÃO MECÂNICA

3.2.1.1 Unidades de alvenaria (tijolos cerâmicos)

No Quadro 3.5 apresentam-se os valores médios (experimentais obtidos em [26])) das dimensões e dos ensaios de determinação de resistência à compressão.

Quadro 3.5 Características principais – Unidades de alvenaria

	Ref.	Valores médios (experimentais [26])			
	Tijolo tradicional <i>Precceram</i> 30 × 20 × 15 cm	Dimensões			Resistência à compressão [MPa]
		b [mm]	h [mm]	e [mm]	
		292.8	193.0	148.6	4.09

3.2.1.2 Redes de Reforço PP e GFRP

No Quadro 3.6 apresentam-se as designações e características principais das redes utilizadas no reforço dos muretes.

Quadro 3.6 Características principais – Redes de reforço

Design.	Denominação comercial	Resistência à tração
PP	<i>Tenax Cintoflex</i>	5.25 kN/m
GFRP	<i>Fassanet Arg 40</i>	70 kN/m

3.2.1.3 Argamassas

No Quadro 3.7 apresentam-se os resultados da caracterização da resistência à compressão e flexão da argamassa de reboco.

Quadro 3.7 Resultados da caracterização da resistência à compressão e flexão da argamassa de assentamento relativa aos muretes PP e GFRP

Murete	f_{cm} (MPa)	SD (MPa)	f_t (MPa)	SD (MPa)
		Cov. (%)		Cov. (%)
PP1-PP2	4.09	0.11	1.56	0.22
		6.9		5.4

3.3 ENSAIOS DE FLEXÃO PARALELA ÀS JUNTAS DE ASSENTAMENTO

3.3.1 DESCRIÇÃO DO SET-UP EXPERIMENTAL

O esquema de ensaio adotado para os provetes consistiu na aplicação de cargas iguais uniformemente distribuídas a cutelo (i.e. lineares) em toda a largura paralela às juntas horizontais. Estas cargas foram aplicadas aos muretes, colocados na posição vertical, simetricamente em relação ao meio-vão, portanto à mesma distância aos apoios, e incrementadas de forma progressiva até se atingir a rotura para se avaliar a capacidade de carga, conforme as exigências da norma NP EN 1052-2 [29].

Durante os ensaios foi realizada a monitorização e registo contínuo dos valores da carga total e do deslocamento normal dos muretes em vários dos seus pontos de forma a captar a sua deformada e melhor interpretar os resultados. Assim, foram instalados quatro transdutores de deslocamento do tipo *LVDT*, na zona central do murete, e dois *LVDT* em cada canto do painel que permitiram registar deslocamentos nos apoios e rotações.

Na realização deste ensaio foi necessário o seguinte equipamento:

- Atuador hidráulico (Figura 3.4(a));
- Transdutores de deslocamento, *LVDT* (*Linear Variable Displacement Transducers*) com uma precisão da ordem de $\pm 25 \times 10^{-6}$ m (Figura 3.4 (b));
- Dois computadores com o *software Labview* [30], para recolha e processamento de dados e para controlo do atuador hidráulico (Figura 3.4 (c)).

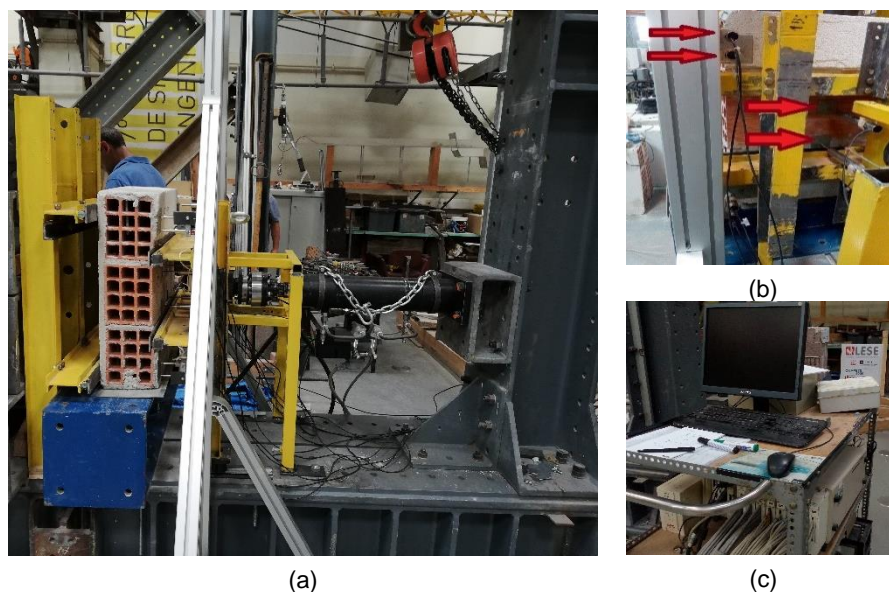


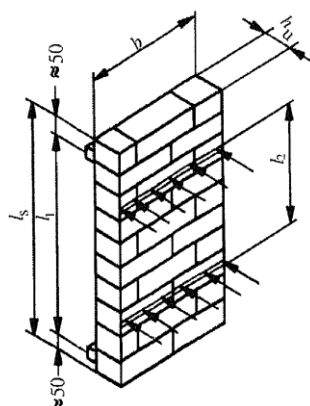
Figura 3.4 Sistema de aplicação de cargas (a) vista geral – apoios, distribuição de cargas e atuador hidráulico (b) LVDT colocados na superfície dos muretes (c) Computador de controlo do atuador hidráulico

A capacidade máxima do atuador hidráulico usado neste ensaio é de 100 kN. Para assegurar que, na base do provete a ser ensaiado, o atrito estaria minimizado na maior medida possível, foi colocada uma base metálica, permitindo a liberdade de movimento.

Entre o atuador e o murete foi colocada uma estrutura metálica para repartir a carga linearmente ao longo do comprimento do provete, de acordo com as indicações da norma.

A aplicação da carga pelo atuador foi controlada em 0,02 mm/s.

As dimensões dos provetes para o ensaio de resistência à flexão e a determinação das distâncias l_1 e l_2 , referentes, respetivamente, à distância entre os apoios e entre aplicação de cargas foram determinadas em conformidade com a norma. A Figura 3.5, procedente da mesma, ilustra um exemplo típico de provete de alvenaria a ser testado à flexão em conformidade com os requisitos exigidos.



Legenda:

- l_u - Comprimento do bloco de alvenaria;
- h_u - Espessura da unidade de alvenaria;
- b_u - Largura do provete na direção perpendicular ao vão;
- l_1 - Distância entre os apoios do provete;
- l_2 - Distância entre as duas zonas de carga.

Figura 3.5: Esquema de ensaio à flexão segundo um plano paralelo às juntas de assentamento - Adaptado da norma EN 1052-2 [29]

Importa referir que, nos primeiros dois ensaios realizados aos provetes PP1 e GFRP1, se verificou que o modo de rotura poderia estar condicionado pela localização dos apoios interiores, nos quais se distribuíam as cargas. Como se pode observar na Figura 3.6, o facto de estes apoios estarem localizados logo após a junta estaria a contribuir para que o modo de rotura se desenvolvesse por corte, nos septos imediatamente abaixo, e consequentemente o ensaio não teria a representatividade desejada.



Figura 3.6 Localização de um dos apoios interiores e modo de rotura do provete PP1

Assim, para os restantes provetes, decidiu modificar-se o setup, e a distância l_2 , de forma a que os apoios interiores estivessem localizados exatamente sobre as juntas de assentamento dos provetes.

A Figura 3.7 representa o esquema de carregamento adotado nos provetes PP1 e GFRP1 (*setup* 1, Figura 3.7 (a)) e nos restantes provetes (*setup* 2, Figura 3.7 (b))

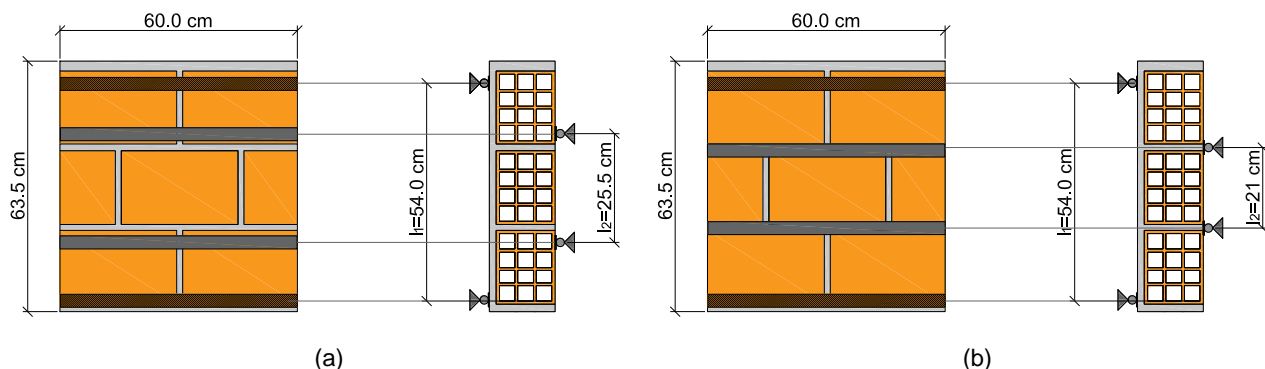


Figura 3.7 Esquema geométrico dos provetes para ensaio de resistência à flexão paralela às juntas (a) *setup* 1 (inicial) (b) *setup* 2 (modificação)

A norma refere que devem ser cumpridas as condições dadas pelas Equações (3.1) e (3.2).

$$b \geq 1.5 \times l_u \geq 400\text{mm} \quad (3.1)$$

$$0,4 \times l_1 \leq l_2 \leq 0,6 \times l_1 \quad (3.2)$$

Apesar da modificação efetuada no *setup*, e considerando a especificidade destes ensaios, considera-se aceite o cumprimento da norma. (v. Quadro 3.8)

Quadro 3.8 Setup1 e Setup2 em conformidade com a norma NP EN 1052-2 [29].

Verificação das Equações (3.1) e (3.2) (NP EN 1052-2 [29])			
Setup 1	Eq. (3.1)	$216 \leq 255 \leq 324$	OK
	Eq. (3.2)	$600 \geq 435 \geq 400\text{mm}$	OK
Setup 2	Eq. (3.1)	$216 \leq 210 \leq 324$	~~OK

3.3.2 INSTRUMENTAÇÃO

Apesar da norma NP EN 1052-2 não exigir qualquer tipo de monitorização dos deslocamentos ao longo do ensaio, estes foram registados adotando um esquema próprio para os ensaios de flexão, segundo um plano paralelo às juntas horizontais de assentamento, conforme indicado na Figura 3.8, onde se inclui também a designação dos transdutores de deslocamentos utilizados. A mudança entre *setups* requereu, igualmente, uma alteração a nível da disposição dos transdutores de deslocamento centrais. Assim, na Figura 3.8, apresentam-se os esquemas respetivos a cada um deles. Nnos dois setups, e de igual modo, os LVDT 36/37/38 e 64 permitiram registar a deformação média no painel, os LVDT 42/43/44/45 medir os possíveis assentamentos dos apoios, e os LVDT 50/51/52/53 contribuíram para medir rotações nos apoios..

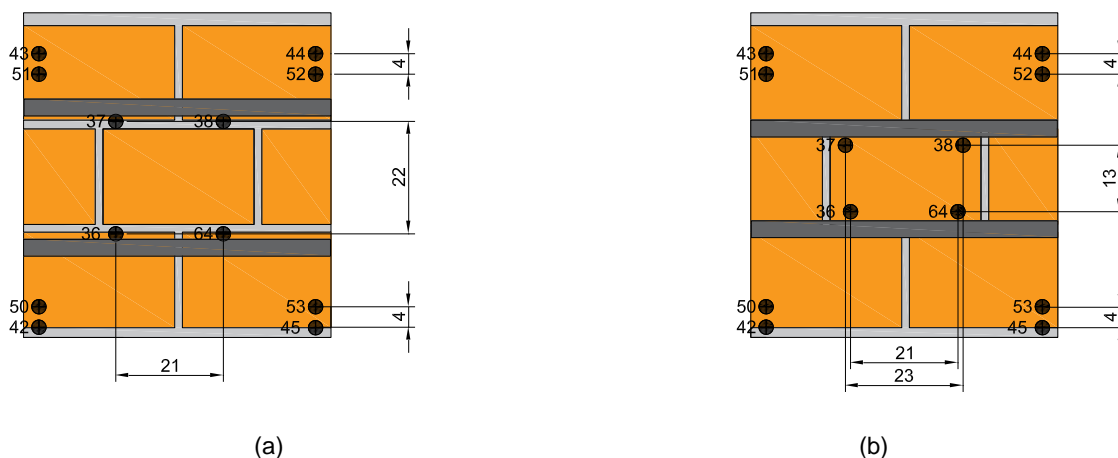


Figura 3.8 Esquema de monitorização de deslocamentos dos ensaios de flexão segundo um plano paralelo às juntas (a) Esquema referente ao *setup* 1 (b) Esquema referente ao *setup* 2 (medições em cm)

3.4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste subcapítulo reúnem-se os resultados da campanha experimental. Em cada secção, e para cada um dos provetes, apresentam-se:

- O registo fotográfico de cada um dos provetes no seu estado inicial e a representação gráfica da relação Força/Momento *versus* Deslocamento a meio vão.

Nos gráficos, os valores da força provêm do registo contínuo da força total obtida, pela célula de carga associada ao atuador hidráulico, e os deslocamentos correspondem à média das leituras dos quatro LVDT centrais. (As curvas médias ao longo do tempo e sua adequação com os registos individuais dos LVDT foram cuidadosamente inspecionados, e suas representações gráficas podem ser encontradas no anexo B.

De modo a não descurar o facto de a disposição dos apoios não estar exatamente centrada em relação ao provete, o momento fletor resultante do ensaio de flexão a 4 pontos foi calculado para o ponto médio do provete, através da expressão $M = \frac{F}{2} \times \frac{a+b}{2}$. No Quadro 3.9 apresentam-se as dimensões, em milímetros, das distâncias a e b respeitantes a cada *setup*.

Quadro 3.9 Cálculo do momento fletor do ensaio de flexão a 4 pontos: dimensões a e b

	Setup 1	Setup 2
a (mm)	120	130
b (mm)	175	185

Nos mesmos quadros, pode encontrar-se o registo fotográfico do provete no seu estado inicial.

- Apresentam-se ainda os perfis de deslocamentos de cada murete, medidos nos instantes em que se atingem 30, 60, e 100% da Força Máxima, e, a tracejado, os perfis relativos a um ponto que se designou $F_{máx2}$. O comportamento da curva foi comum em todos os perfis no sentido em que, depois de atingida a força máxima, que decresce rapidamente devido ao aparecimento de fissuras, a recuperação dá início até atingir um novo pico. A Figura 3.9, referente ao ensaio ao provete GFRP4, é apresentada seguidamente, a título exemplificativo do que atrás foi explicado.

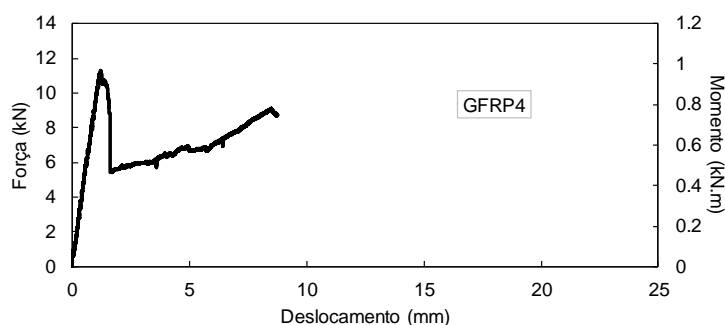


Figura 3.9 Resultados experimentais: Relação Força/Momento vs. Deslocamento a meio vão do provete GFRP4 (Exemplo)

Os deslocamentos nos perfis verticais foram elaborados através da definição de um eixo médio de cada provete. Nesse eixo, fez-se uso dos valores registados pelos LVDT adjacentes, como indica a Figura 3.10, criando um ponto médio correspondente. (Mais uma vez se indica que as curvas médias e sua adequação com os registos individuais dos LVDT foram cuidadosamente inspecionados, e podem ser encontradas no anexo B)

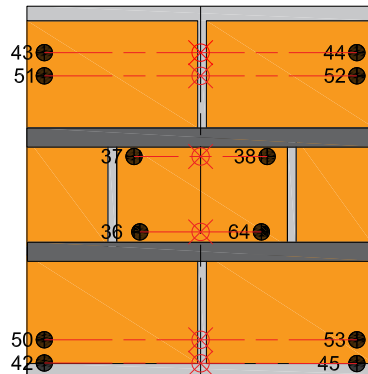


Figura 3.10 Pontos médios utilizados na elaboração dos perfis verticais

Afim de eliminar os valores correspondentes ao movimento de corpo rígido que se sucedeu nos ensaios, foram subtraídos aos restantes pontos os valores dos deslocamentos dos pontos $\overline{43,44}$ e $\overline{42,45}$

▪ Finalmente, foi calculada e apresentada graficamente a resistência de tração por, em regime linear elástico, do provete no ensaio *a quatro pontos* é dada, pela norma, pela expressão indicada na equação (3.3).

$$F_{x,i} = \frac{3 F_{imáx}(l_1 - l_2)}{2 b t_u^2} \quad (3.3)$$

No sentido de procurar quantificar que porção da resistência inerente à malha estaria a ser mobilizada, calculou-se a força de tração na rede recorrendo a um esquema simples de tensões semelhante ao que se sucede no betão armado. (v. Figura 3.11). Considerou-se aceitável admitir que a parcela comprimida (representada a laranja) corresponderia à largura do septo exterior (8.5 mm).

A força à tração na rede, em kN/m, ao longo do ensaio, é apresentada no eixo auxiliar.

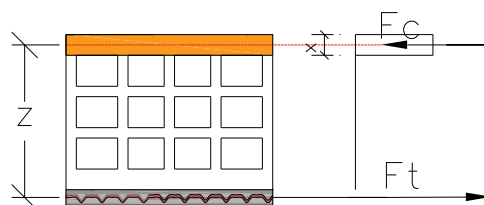


Figura 3.11 Esquema do diagrama de tensões e forças internas para a determinação da força de tração na rede

3.4.1 RESULTADOS EXPERIMENTAIS PP

No Quadro 3.11 podem encontrar-se as relações força/momento-deslocamento resultantes do ensaio de flexão a quatro pontos aos provetes reforçados com malha de polipropileno.

Os valores médios da força, momento, resistência à flexão e força de tração máximos e respetivos deslocamentos, podem ser encontrados no Quadro 3.10.

Quadro 3.10 Resultados experimentais PP: Força, momento, resistência à flexão e força de tração máximos e respetivos deslocamentos

	F _{máx} (kN)	M _{máx} (kN.m)	deslocamento (mm)	Resistência à Flexão máxima (MPa)	Força de tração na rede máxima (kN/m)
PP1	10.35	0.764	1.94	0.30	8.49
PP2	6.06	0.477	0.54	0.17	6.23
PP3	6.06	0.477	1.21	0.17	6.23
PP4	8.06	0.634	0.95	0.23	8.28
PP5	7.10	0.559	1.23	0.20	7.30
Média ¹ (SD Var)	6.82 (0.96) (0.14)	0.54 (0.08) (0.14)	0.98 (0.32) (0.33)	0.19 (0.03) (0.14)	7.01 (0.98) (0.14)

¹ Valores médios excluindo o provete PP1 (diferente setup)

Na Figura 3.12 está representada a curva respeitante à média do comportamento dos 5 provetes no ensaio.

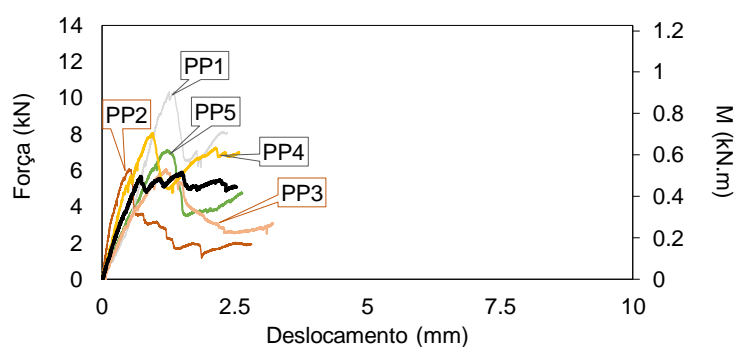

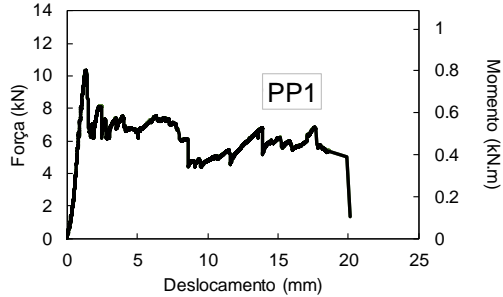

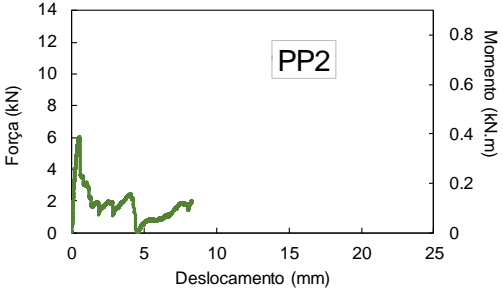

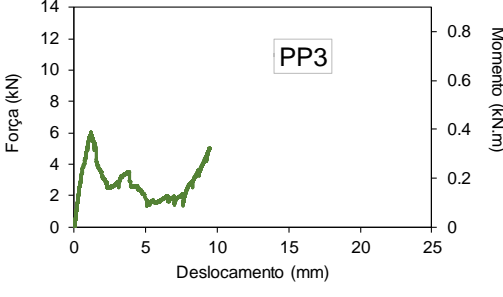

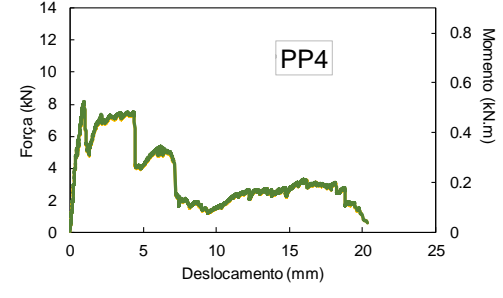

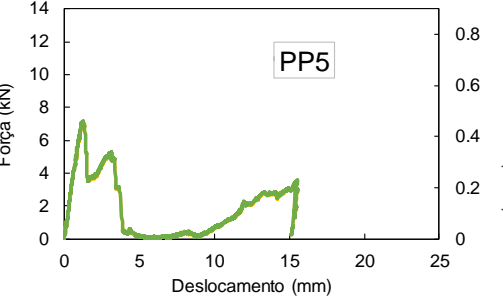


Figura 3.12 Resultados experimentais PP: Relação força-deslocamento dos provetes e curva média

No Quadro 3.12 estão representados os perfis de deslocamentos de cada provete. As tabelas com os valores dos deslocamentos em cada alinhamento central do murete podem encontrar-se no anexo B.

Quadro 3.11 Resultados experimentais PP: Estado inicial e Relação Força/Momento-Deslocamento

Provete - Estado Inicial	Relação Força/Momento - Deslocamento
	
	
	
	
	

Quadro 3.12 Resultados experimentais PP: Perfil de deslocamentos, estado final do provete e modo de rotura

Perfil de Deslocamentos	Provete - Estado Final	Modo de Rotura

Na Figura 3.13 (a-e) apresentam-se as curvas dos valores resistência à flexão ao longo do ensaio *versus* deslocamento no ponto médio. Em cada uma, é representado um patamar correspondente à resistência inerente à rede utilizada (5.25 kN/m). Por fim, na Figura 3.13 (f) representa-se a curva obtida nos ensaios de flexão em muretes não reforçados (provenientes de [14]).

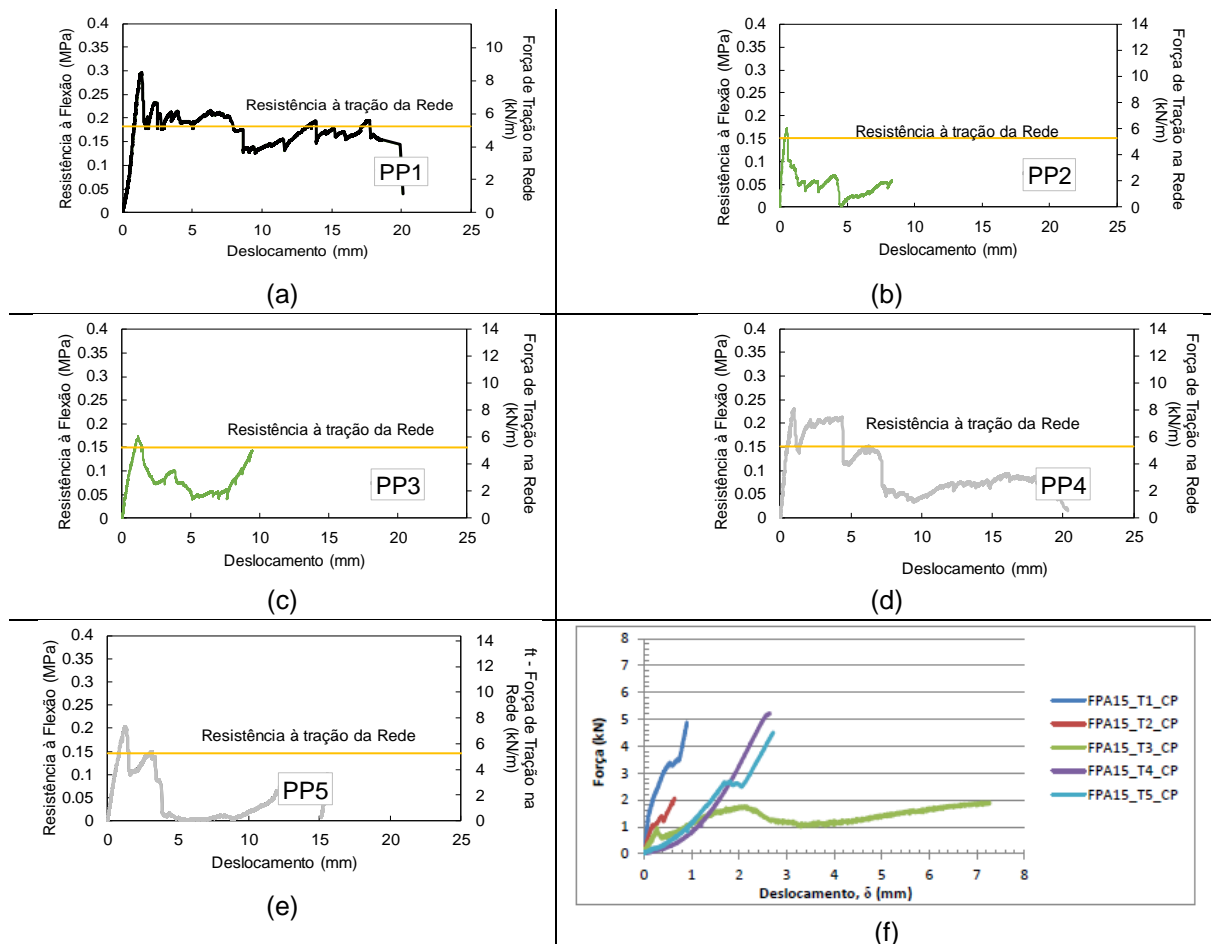


Figura 3.13 Resistência à flexão e força de tração mobilizada pela rede de reforço (a-e) muretes com rede de polipropileno (f) muretes não reforçados ([14])

Algumas considerações se retiveram:

- A resistência à tração da rede de polipropileno, correspondente ao valor de 5.25 kN/m, foi totalmente mobilizada nestes testes.
- Os modos de rotura, limitados pelo corte da unidade de alvenaria, manifestaram-se notoriamente diferentes dos não reforçados. Em alguns casos, quando a rotura por corte é evitada, ocorre recuperação da resistência e o provete tem capacidade de alcançar maiores deformações; o que sugere que devem ser feitos testes sobre provetes de maiores dimensões de modo a explorar a sua capacidade de deformação.

3.4.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS GFRP

No Quadro 3.14 podem encontrar-se as representações gráficas da relação força vs. momento-deslocamento ao longo do ensaio de flexão a quatro pontos aos provetes reforçados com malha de fibra de vidro.

Os valores médios da força, momento, resistência à flexão e força de tração máximos e respetivos deslocamentos, podem ser encontrados no Quadro 3.13.

Quadro 3.13 Resultados experimentais PP: Força, momento, resistência à flexão e força de tração máximos e

	F _{máx} (kN)		M _{máx} (kN.m)		deslocamento (mm)	Resistência à Flexão máxima (MPa)		Força de tração na rede máxima (kN/m)	
GFRP1	6.70		0.494		7.13*	0.21		5.49	
GFRP2	12.82		1.009		1.21	0.47		11.21	
GFRP3	11.07		0.871		1.70	0.41		9.68	
GFRP4	11.28		0.888		1.21	0.36		9.87	
GFRP5	10.87		0.856		1.47	0.34		9.51	
Média ¹ (SD, Cov.)	11.51		0.91		1.40	0.39		10.06	
	0.89 0.08		0.07 0.08		0.24 0.17	0.06 0.14		0.78 0.08	

¹ Valores médios excluindo provete GFRP1 (por modificação do setup)

Na Figura 3.14 estão representadas, em conjunto, as relações Força/Momento vs Deslocamento de cada provete, até ao segundo pico de força, e a curva respeitante à média dos mesmos.

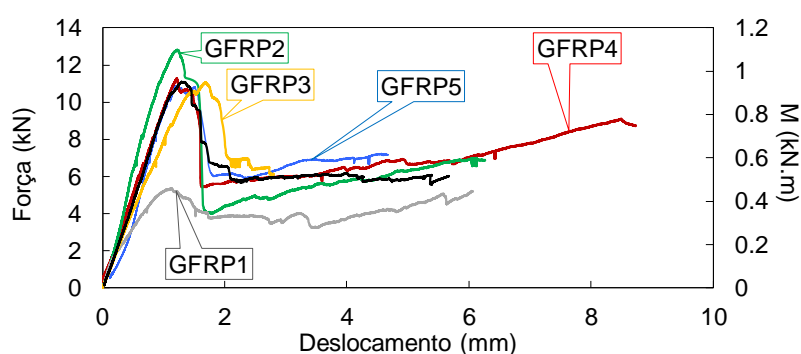

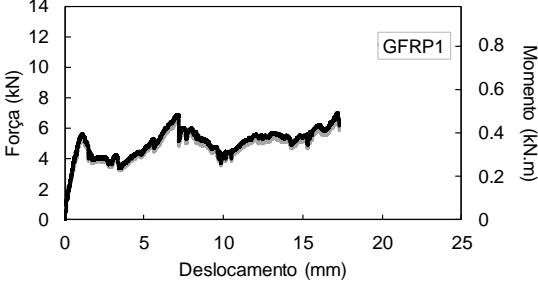

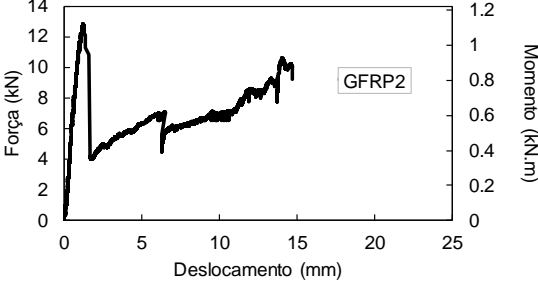

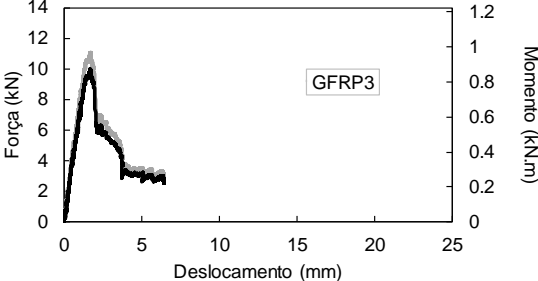

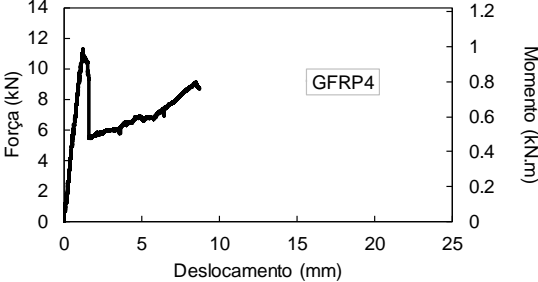

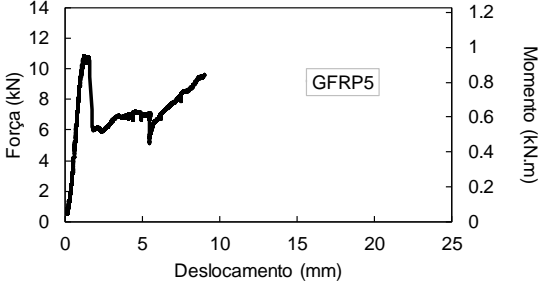


Figura 3.14 Resultados experimentais GFRP: Relação força-deslocamento dos provetes e curva média

No Quadro 3.15 estão representados os perfis de deslocamentos de cada provete.

Quadro 3.14 Resultados experimentais GFRP: Estado inicial e Relação Força/Momento-Deslocamento

Provete - Estado Inicial	Relação Força/Momento - Deslocamento
	
	
	
	
	

Quadro 3.15 Resultados experimentais GFRP: Perfil de deslocamentos, estado final do provete e modo de rotura

Perfil de deslocamentos	Provete – Estado final	Modo de Rotura

Na Figura 3.15 (a-e) apresentam-se as curvas dos valores resistência à flexão ao longo do ensaio *versus* deslocamento no ponto médio. No eixo auxiliar, pode retirar-se o valor da força de tração mobilizada pela rede.

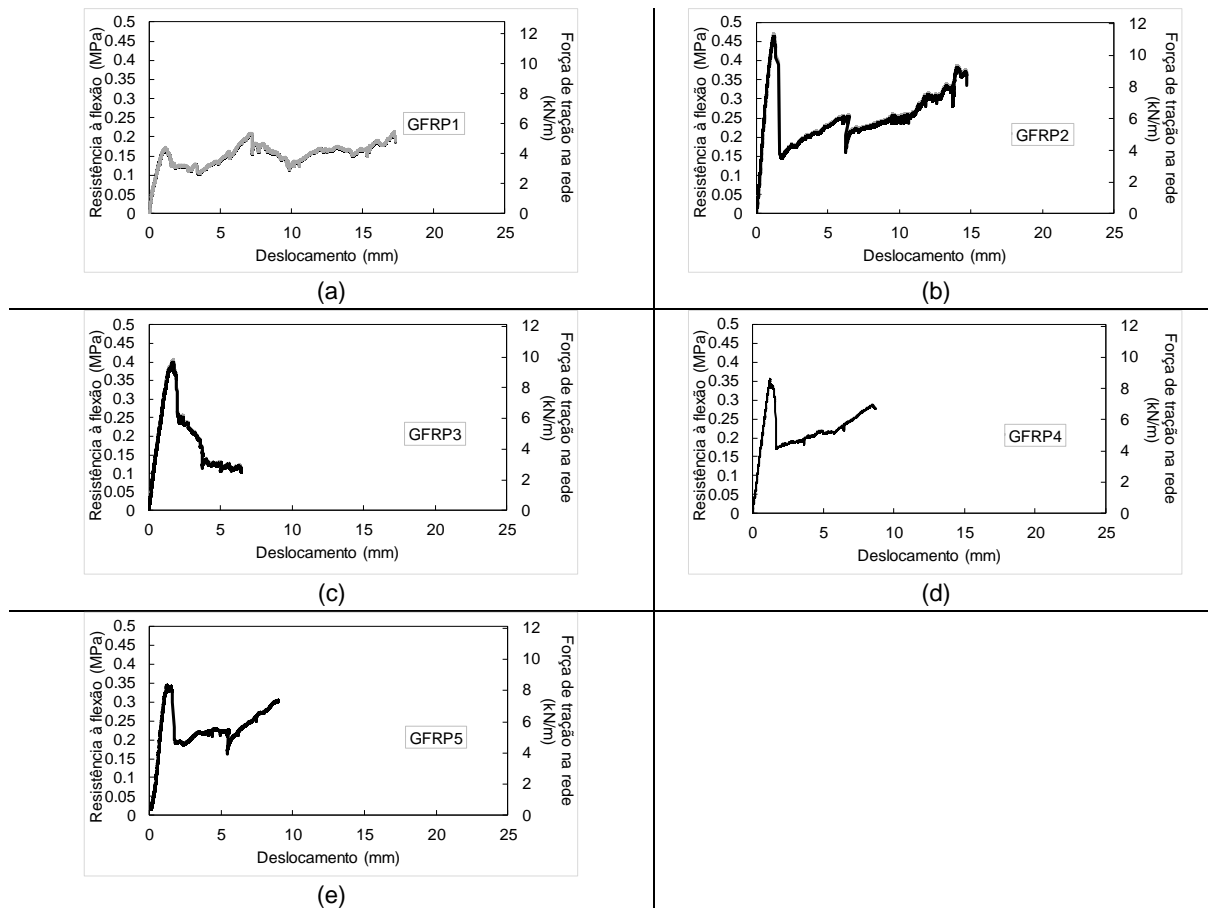


Figura 3.15 Resistência à flexão e força de tração mobilizada pela rede de reforço (a-e) muretes com rede de fibra de vidro

Algumas considerações podem ser tecidas:

- A rede de fibra de vidro, de resistência à tração 70 kN/m foi pouco explorada nestes testes, tendo obtido um grau de mobilização na ordem de 13%. O modo de rotura dos provetes esteve limitado pela sua falha por corte.
- No provete GFRP1, integrado no primeiro setup, a rotura foi comandada pela distorção do tijolo,
- Nos provetes GFRP2 e GFRP3 ocorre o esmagamento do tijolo em simultâneo com corte; o que corrobora, mais uma vez, a necessidade de serem feitos ensaios em provetes de maiores dimensões.

3.4.3 ANÁLISE COMPARATIVA

Na secção anterior descreveram-se os resultados dos ensaios de flexão a *quatro* pontos sobre 10 muretes de alvenaria de tijolo furado, reforçados através da aplicação de dois tipos de malhas de reforço embebidas no reboco.

Trabalhos experimentais realizados no passado ([14]), sobre muretes de alvenaria não reforçados, permitiram com que fossem tecidas as devidas comparações. Na Figura 3.16 estão representadas as curvas força vs. deslocamento médios de cada grupo de provetes ensaiados, consoante o seu tipo de reforço.

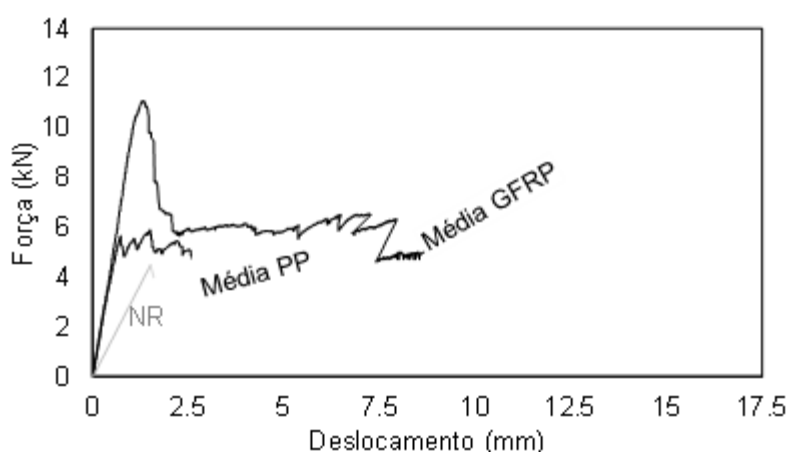


Figura 3.16 Relação Força vs. Deslocamento dos provetes (valores médios, por tipo de reforço)

O Quadro 3.16 inclui o valor da resistência específica da malha aplicada em cada grupo de provetes, e a percentagem da qual foi mobilizada, em média, nos ensaios. A rede de fibra de vidro (*GFRP*) foi pouco explorada, apesar de ter concedido aos muretes os valores mais elevados, em média, da força máxima (e naturalmente da relação P_{max}/P_{peso}).

Quadro 3.16 Análise comparativa: Resistência à tração da malha e relação P_{max}/P_{peso} obtida nos ensaios

Tipo de Reforço Aplicado	Resistência à Tração da malha (kN/m)	Resistência mobilizada pela malha	Relação $\frac{P_{máx}}{P_{peso}}$
PP	5	100%	10.60
GFRP	70	13%	17.89
NR	—	—	8.58

O desempenho dos muretes reforçados resume-se, no Quadro 3.17, através da comparação dos parâmetros rigidez, rácio de ductilidade, dissipação de energia e modos de rotura. Por um lado, comparam-se os resultados médios dos provetes reforçados com os valores obtidos nos mesmos ensaios pelos provetes de referência, não reforçados. Por outro lado, destacam-se os ganhos de cada tipo de malha de reforço, em relação uma à outra. Comparativamente a um murete não reforçado, a aplicação de uma malha de reforço trouxe, seguramente, melhorias em todos os indicadores, nomeadamente, a

conferência de capacidade de deformação, que nos muretes não reforçados, pela sua rotura súbita e frágil, foi inexistente. As duas malhas utilizadas conferiram aos muretes desempenhos semelhantes no que diz respeito ao modo de rotura. Os provetes reforçados com a malha *GFRP*, apesar de a resistência da mesma não ter sido totalmente mobilizada, conferiram aos muretes resultados superiores, nomeadamente no que diz respeito ao valor da rigidez, que se viu, em média, cerca de $3 \times$ superior que a dos muretes reforçados com malha *PP*.

Quadro 3.17 Quadro-Resumo dos parâmetros rigidez, dissipação de energia e modos de rotura

Parâmetros	Comparação com valores médios dos provetes não reforçados		
	PP	GFRP	NR
Rigidez	$\uparrow 3 \times$	$\uparrow 3 \times$	
Resistência à flexão	$\uparrow 1.3 \times$	$\uparrow 3 \times$	
Modo de Rotura	Controlado	Controlado	Frágil

Na Figura 3.17 apresenta-se a evolução da fendilhação nos muretes não reforçado (a) e reforçado (b). Nos exemplares não reforçados, a rotura deu-se pela junta da argamassa, ou pela canelura do tijolo. Na Figura 3.17 (a) está representado um provete que, pela rotação que apresentou, assinala bem o local de rotura. Nos provetes reforçados, a primeira fenda surgiu sempre no reboco exterior, horizontalmente, ao longo da extensão das juntas. Na totalidade dos provetes *PP*, a primeira fenda apareceu na junta inferior, e nos provetes do grupo *GFRP* a primeira fenda surgiu ao longo da junta superior, à excepção do provete *GFRP3*.

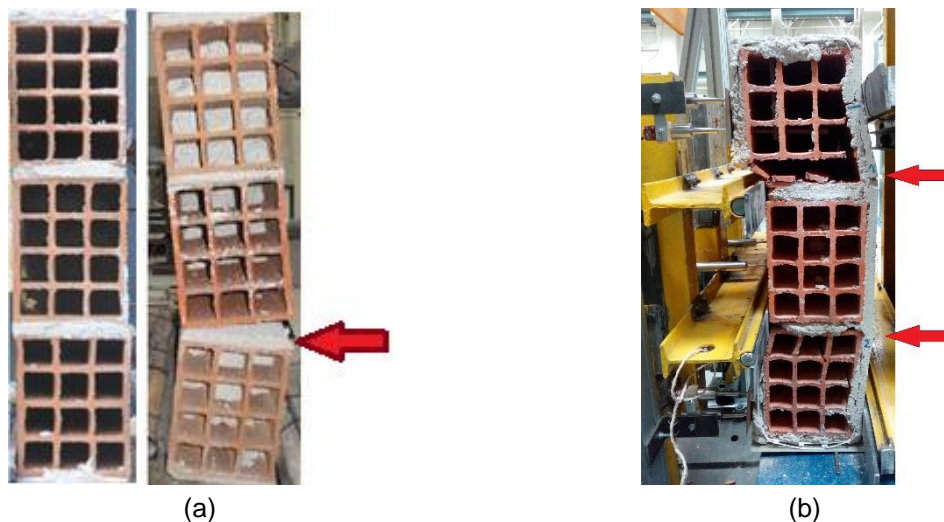


Figura 3.17 Evolução da fendilhação (a) Murete *NR* (b) Murete reforçado

3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A aplicação de uma malha de reforço embebida no reboco, e a sua efetividade sobre o comportamento para fora do plano de painéis de alvenaria de enchimento, foi avaliada nesta campanha experimental através de ensaios de flexão *a 4 pontos*. Obtiveram-se, em média, ganhos de cerca de $3 \times$ de força comparativamente a muretes não reforçados. A malha *GFRP*, com melhor desempenho do que a rede *PP*, conseguiu conferir aos provetes uma maior capacidade de força, tolerando, no entanto, em alguns deles, níveis de deslocamentos semelhantes. Como indicado em [16], e corroborado neste trabalho, a melhoria do comportamento de painéis de alvenaria não requer níveis de reforço muito grandes, ou materiais de alto desempenho, que mostraram conduzir mais facilmente à rotura por corte.

Ensaio sobre muretes de alvenaria reforçados não são abrangidos pelas indicações da norma NP EN 1052-2 [29], ainda assim, foram realizados de acordo com a mesma, de modo a que fosse possível a comparação de resultados. No entanto, e sublinhando a necessidade de identificar procedimentos experimentais para caracterizar o comportamento mecânico de camadas de reboco reforçadas com malhas, considera-se que, em próximas investigações, deva ser idealizado um *setup* diferente, que evite que a rotura se desenvolva por corte dos septos do tijolo, e de modo a que o comportamento em flexão seja representado adequadamente. Nestas condições, haverá oportunidade de analisar alguns outros aspetos que necessitam ainda de ser clarificados, como, por exemplo, o desempenho de outros tipos de malhas e combinações das mesmas, o efeito de argamassas com outros níveis de resistências, o papel das ancoragens, ou o comportamento das paredes face a cargas cíclicas.

Importa destacar que, de qualquer maneira, a aplicação do reforço eliminou, em todos os casos, a ocorrência de uma rotura frágil e súbita, pelo que, se assim se comportar quando aplicado a paredes de alvenaria de enchimento, constituirá uma solução de extrema utilidade, salvaguardando bens e vidas humanas.

Por fim, importa deixar a nota de que os bons resultados providenciados pelos sistemas de reforço aqui propostos dependem, em parte, do tipo de alvenaria utilizada, que, neste trabalho, era constituída por unidades de baixa resistência e alta percentagem de furação, e, por isso, é muito provável que quando aplicadas em paredes de blocos sólidos, a sua efetiência venha a ser alterado.

4

ENSAIOS PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO À ESCALA REAL

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são descritos os detalhes relativos aos ensaios realizados para fora-do-plano em painéis de alvenaria designados por INF08, INF09 e INF10, em continuidade com as investigações que têm sido executadas no laboratório *LESE*, como exposto no Capítulo 2. Estudos realizados no passado, no laboratório e por diversos outros autores, mostraram que paredes de enchimento não reforçadas, sob estas ações, apresentam um comportamento frágil.

No Capítulo 3 detalharam-se os ensaios realizados sobre muretes de alvenaria reforçados, cujos resultados abonaram à implementação do sistema de reforço em ensaios à escala real. Nesta configuração, são evitados os efeitos de escala e pode ter-se em conta, por exemplo, a diferença de rigidez entre o pórtico e o painel. A malha *GFRP*, aplicada nos ensaios anteriores, confirmou constituir uma solução de reforço, por um lado, de um nível de resistência à tração moderado e com um bom comportamento sob ações para fora-do-plano, e, por outro, sem grandes exigências ao nível de aplicação ou com custos elevados.

Neste capítulo, realizou-se a caracterização experimental do comportamento cíclico para fora-do-plano de paredes de alvenaria de enchimento, de tijolo furado, à escala real. Na parede INF10 foi instalada, na sua face anterior, a malha de reforço embebida no reboco. Para a correta avaliação da influência do reboco, apenas, na resposta das paredes, o mesmo ensaio foi executado sobre dois painéis não reforçados. Na parede INF08 e na parede INF09 foi aplicada uma camada de reboco simples. Importa desde já referir que entre elas, uma particularidade se distinguiu - o fecho superior, da parede com a viga, cuja execução, na parede INF09, foi mais cuidada, no sentido de melhor solidarizar a interface alvenaria – betão.

A estruturação deste capítulo assenta em dois subcapítulos principais. No primeiro subcapítulo são detalhados o pórtico e as características dos três painéis de alvenaria. É também apresentado o *set-up* experimental concebido pelo Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural para aplicação uniforme das cargas na direção perpendicular ao painel. No segundo subcapítulo são expostos e comentados os resultados experimentais dos três painéis de alvenaria ensaiados a ações para fora-do-seu-plano, INF08, INF09, INF10, detalhando aspetos como o dano observado, relação força-deslocamento, perfis de deslocamentos, dissipação de energia e degradação de rigidez, cujos comentários e considerações vão sendo tecidos ao longo da sua exposição.

4.2 CAMPANHA EXPERIMENTAL

4.2.1 CARATERIZAÇÃO DO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

As vigas e pilares com dimensões $0.30m \times 0.50m$, e $0.30m \times 0.30m$, respetivamente, foram realizadas com recurso a um betão de classe $C20/25$, e para as armaduras foi utilizado um aço da classe $A500$. A solução de armaduras ordinárias consistiu na adoção de $4\phi 16$ dispostos nos cantos. Nas vigas, no meio vão, adotaram-se $5\phi 16$ na face inferior e $2\phi 10$ na face superior, enquanto que nos encontros se dispuseram $2\phi 16$ e $5\phi 16$ nas faces inferior e superior, respetivamente.

Os pilares estão cintados com $\phi 6//0.15$, e as vigas com $\phi 6//0.20$.

Nos cantos, foi colocada uma armadura de amarração prolongada $0.80m$, tanto na viga como no pilar. A geometria do pórtico, e os detalhes das armaduras, acima expostos, constam na Figura 4.1.

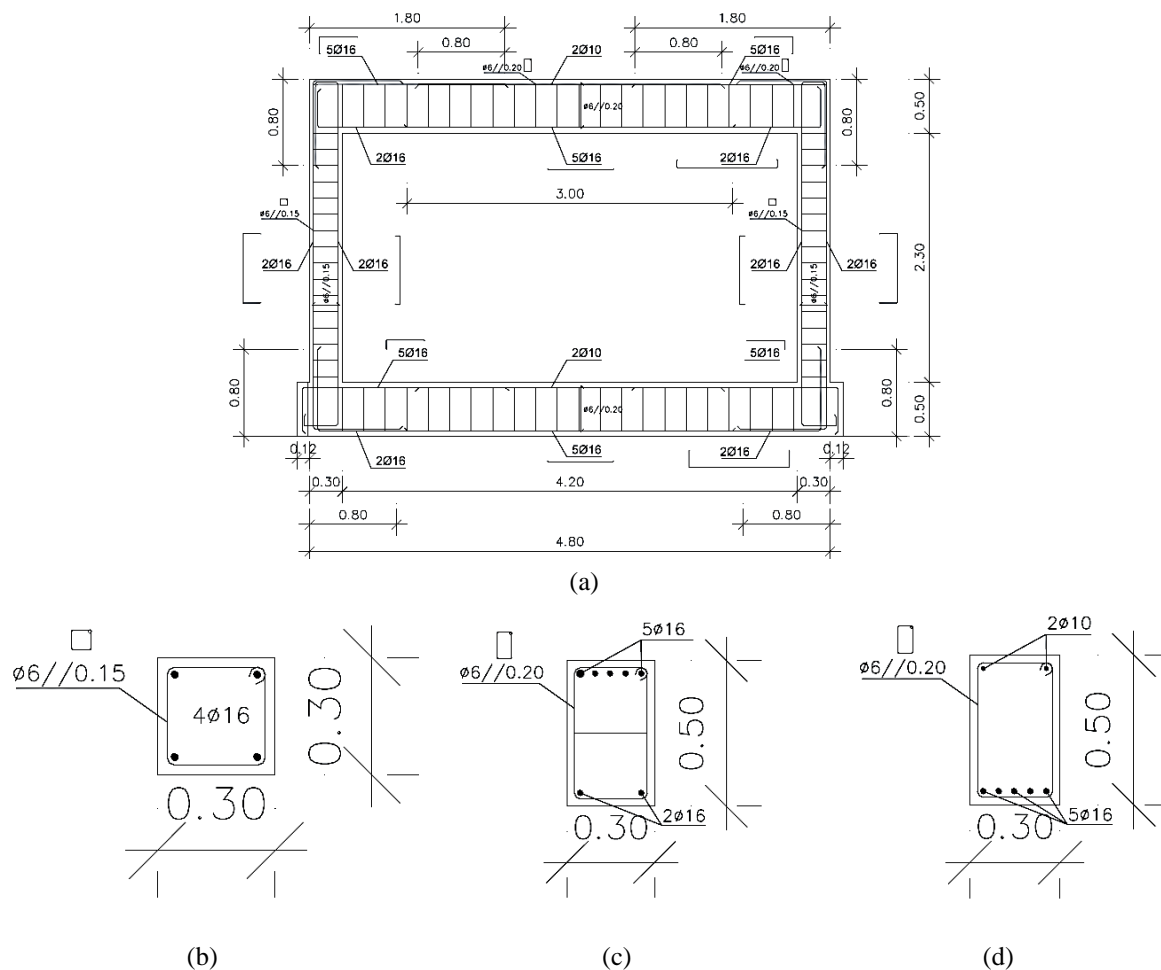


Figura 4.1 Pórtico de Betão Armado - Geometria e Detalhes das Armaduras (a) Esquema Global (b) Secção Transversal do Pilar (c) Viga – apoio (d) Viga – meio vão (adaptado de [19])

4.2.1.1 Caracterização Mecânica dos Materiais Construtivos (Aço e Betão) do Pórtico

O pórtico de betão armado foi utilizado em campanhas experimentais, no âmbito de um projeto do LESE, anteriores a esta, e, por isso, nesta secção apresentam-se os resultados obtidos em [19].

No Quadro 4.1, podem encontrar-se os valores médios dos resultados dos ensaios ao betão. O autor, no seu trabalho, refere que foi realizado um ensaio, baseado na norma EN 12390-3/2011, com base em nove provetes de dimensões 150 mm (diâmetro) e 290 mm (altura) produzidos para o efeito. A resistência à compressão foi determinada, sobre três provetes, após 29 dias, em controlo de deslocamento a uma velocidade constante de 0.01 mm/s. A determinação do módulo de elasticidade foi realizada a duas idades diferentes, aos 29 e aos 197 dias, sobre os seis restantes provetes.

Quadro 4.1 Propriedades mecânicas dos provetes de betão (valores médios) (Adaptado de [19])

Ensaio à Compressão			Módulo de Elasticidade		
29 dias			29 dias		197 dias
f_{cm} (MPa)			$E_{c,cil}$ (GPa)		$E_{c,cil}$ (GPa)
22.21	SD 1.35 Cov. 6.08%		25.07	SD 1.02 Cov. 4.06%	24.31
					SD 0.21 Cov. 0.86%

A solução de armaduras utilizada implicou a utilização de varões de aço de três diâmetros diferentes, 6, 10 e 16 mm.

Foram elaborados ensaios, segundo a norma EN ISO 6892-1:2012, sobre três provetes de cada um dos diâmetros referidos, que permitiram a obtenção dos valores da respetiva tensão de cedência, tensão de rotura e módulo de elasticidade, cujos resultados médios são apresentados no Quadro 4.2.

O autor faz notar a grande variação de resultados obtidos para os valores das tensões de rotura e cedência, inclusive em relação aos valores nominais correspondentes à classe A500.

Quadro 4.2 Resultados dos ensaios realizados sobre os provetes de aço (valores médios) (Adaptado de [19])

Diâmetro dos Provetes	$f_{y,médio}$ (MPa)		$f_{u,médio}$ (MPa)		$E_{médio}$ (GPa)	
Ø6	444.0	SD 5.46 Cov. 1.2 %	593.2	SD 24.95 Cov. 4.2 %	204.2	SD 5.19 Cov. 2.5 %
Ø10	598.8	SD 18.12 Cov. 3 %	698.2	SD 20.98 Cov. 3 %	209.7	SD 3.77 Cov. 1.8 %
Ø16	494.4	SD 15.41 Cov. 3.1 %	615.0	SD 18.35 Cov. 3 %	209.4	SD 4.97 Cov. 2.4 %

4.2.2 DESCRIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

4.2.2.1 Descrição Geral

A campanha experimental, integrada neste trabalho, sobre o comportamento de painéis de alvenaria de enchimento sob ações para fora do seu plano, assentou em três ensaios, realizados em três painéis, aos quais foram dadas as designações INF08, INF09 e INF10. Os painéis INF08 e INF09 constituem paredes de alvenaria simples não reforçadas (URM), nas quais foi aplicada uma camada de reboco de 15cm. O painel INF10 caracterizou-se por ter sido nele aplicada uma malha de reforço embebida no reboco.

A construção dos painéis foi realizada sequencialmente, permitindo a reutilização do mesmo pórtico de betão armado, e estes tinham, então, as dimensões de 4.20 x 2.30 m.

Na Figura 4.2 estão representadas as constituições das três paredes de alvenaria de enchimento estudadas. Cada uma é constituída por um pano de alvenaria, uma camada de reboco, e, no caso da parede INF10, uma camada de rede de reforço.

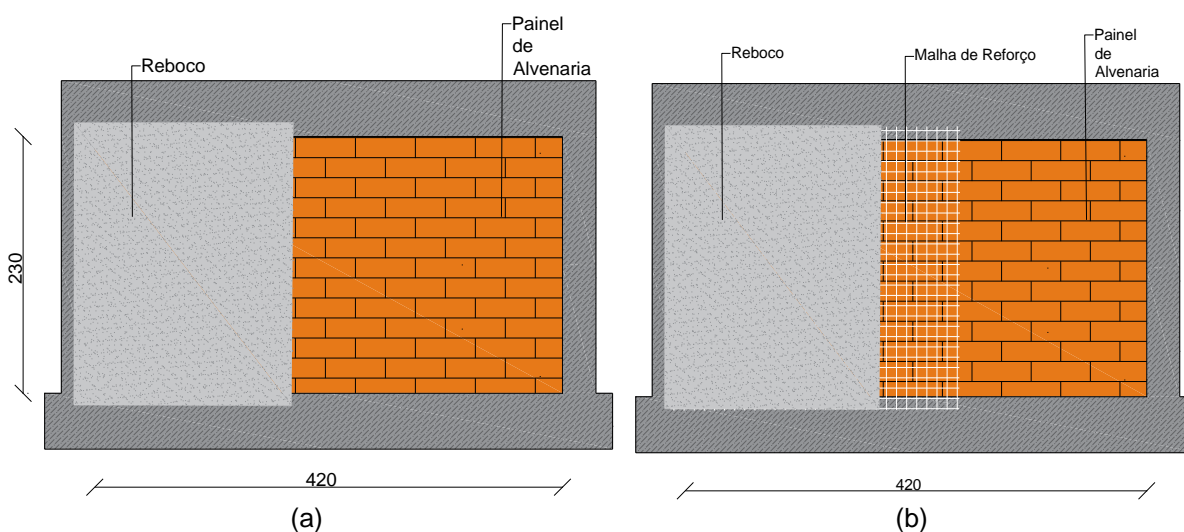


Figura 4.2 Esquema ilustrativo da constituição dos painéis (a) INF08, INF09 e (b) INF10

Cada parede é constituída, então, por um pano simples de tijolos cerâmicos de furação horizontal, de dimensões $0.30 \times 0.20 \times 0.15$ m. Estes tijolos de doze furos são de uso comum em Portugal, e são fabricados pela empresa *PRECERAM* (Figura 4.3). Este tijolo não tem função estrutural, sendo amplamente usado como constituinte de parede de enchimento, no país. As suas características mecânicas são apresentadas na secção 4.2.3.



Figura 4.3 Unidade de alvenaria integrada nos painéis INF08, INF09 e INF10

Diversos estudos comprovaram a fragilidade de paredes de alvenaria de enchimento não reforçadas perante ações para fora do seu plano. Neste trabalho procurou aferir-se, por um lado, se a aplicação de uma camada de reboco, aplicada na superfície do painel, teria, só por si, influência no comportamento do painel, e se, por outro lado, a incorporação de uma malha de reforço contribuiria para um incremento satisfatório no seu desempenho. Assim, foram construídos os três painéis de alvenaria de enchimento, com o mesmo tipo de tijolo cerâmico, e a mesma argamassa de assentamento, mas com a particularidade de que, em dois deles ter sido aplicado um reboco simples (INF08 e INF09) e, no outro, ter sido aplicado um reforço, constituído por uma rede de fibra de vidro (INF10).

Na execução dos três painéis foi utilizada, no assentamento e no reboco, um tipo de argamassa corrente, de resistência à compressão média entre 5 e 10 MPa, sobre a qual foram realizados ensaios de compressão, cujos pormenores podem ser encontrados no subcapítulo 4.2.3

No o reboco do painel INF10 foi embebida uma rede de reforço, em fibra de vidro, com malha de dimensões $40 \times 40 \text{ mm}$ (Figura 4.4 (b)), do fabricante italiano *Fassa Bortolo*. A rede é comercializada na forma de rolos com as dimensões de $1 \times 50 \text{ m}$ (Figura 4.4 (a)).



Figura 4.4 Reforço da parede INF10 (a) Malha (Rolo) (b) Malha (Pormenor)

Na tentativa de melhorar a conexão do reforço exterior à parede, recorreu-se ao uso de parafusos fixados com buchas. (Figura 4.4 (c)).

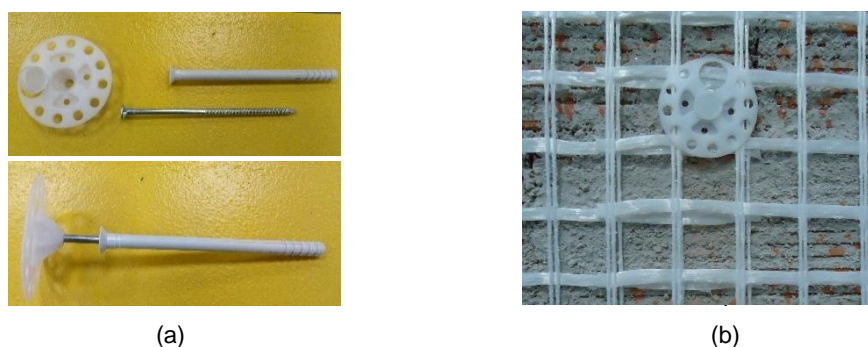


Figura 4.5 Reforço da parede INF10 -Conexão (a) Parafusos e buchas (b) Aplicação no painel, pormenor

O processo construtivo dos painéis consistiu na elaboração de fiadas horizontais consecutivas, separadas por juntas de argamassa. A construção da primeira fiada começou a partir de um dos pilares, sendo as unidades de alvenaria sucessivamente colocadas, contra ele, até ao pilar oposto. O mesmo se passou com a última fiada da parede e a ligação com a viga superior. Nesta última fiada, foi efetuado o fechamento da parede com a viga através da aplicação de argamassa, de forma a que seja preenchido o espaço entre eles. Este ponto marcou a diferença entre as paredes INF08 e INF09. No primeiro caso, a ligação do painel à viga não foi efetuada com especial cuidado, e na parede INF09, foi deliberadamente realizada de modo a garantir um contacto eficaz entre eles. Assim, a parede não reforçada INF09 distinguiu-se da primeira pela sua ligação à viga superior do pórtico.



Figura 4.6 Colocação das fiadas de tijolo de um dos painéis INF08, INF09 e INF10

4.2.2.2 Paredes Não Reforçadas - INF08 e INF09

A construção das fiadas dos painéis de alvenaria INF08 e INF09 foi realizada em três etapas. Depois da sua devida limpeza, foi colocado o chapisco nas superfícies da viga e pilar que receberiam a alvenaria. O primeiro tijolo foi colocado e pressionado contra o pilar, e as fiadas foram-se construindo, sucessivamente, até ao outro pilar do pórtico. A cada fiada, foi esticada uma linha de nylon ao longo da largura do vão, garantindo o nivelamento horizontal dos tijolos, mas também que a espessura das camadas de argamassa entre uma fiada e outra seja igual. A ligação do painel à viga superior do pórtico foi feita através de uma camada de argamassa que foi colocada, com uma bisnaga, entre eles. Conforme o pretendido, e por esta última etapa ter sido realizada de maneira mais aprimorada no caso da parede INF09, a aderência desta ao pórtico de alvenaria resultou superior, em relação à parede INF08. Posteriormente à construção do painel, e da aplicação do chapisco na sua superfície, foi colocado o reboco. A Figura 4.7 mostra o aspeto geral das paredes INF08 e INF09.



(a)



(b)

Figura 4.7 Aspeto geral dos painéis de alvenaria de enchimento (a) INF08 (b) INF09

4.2.2.3 Parede Reforçada com Malha INF10

A parede INF10 foi construída de forma idêntica às anteriores. Depois de finalizado o levantamento da parede, foi colocada, na sua face exterior, sobre o chapisco, a malha de reforço.

A comercialização da rede é feita em rolos de 1×50 m, e, por isso, esta foi colocada em faixas, sucessivamente, que cobriam toda a altura do painel. A Figura 4.8 ilustra o decorrer desse processo.



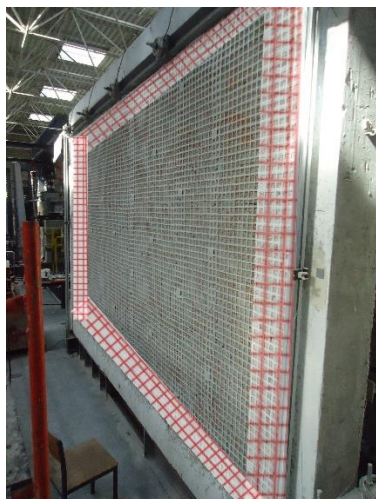
(a)



(b)

Figura 4.8 Parede INF10 (a) Colocação das faixas da malha de reforço na parede INF10 (b) Aspecto final com superfície rebocada

Para além da colocação faixas de reforço verticais, e de modo a incrementar a solidarização do reforço entre o painel e pórtico de betão armado, foi aplicada uma faixa extra de 30 cm. Essa faixa extra percorre cada uma das extremidades do painel e, encontra-se colocada de modo a que metade da sua largura esteja em contacto com a parede, e, a outra metade, com a superfície da viga ou pilar adjacente.



(a)



(b)

Figura 4.9 Configuração da malha de reforço na ligação do painel ao pórtico (a) Ilustração esquemática das faixas aplicadas ao longo das extremidades do painel (b) Pormenor de ligação à viga

De maneira a providenciar uma adequada ancoragem da malha ao painel, foram dispostos conetores, por toda a superfície da parede, ao longo do seu perímetro, e na sobreposição da malha com o pórtico, como indicado na Figura 4.10. No painel, os conetores estão dispostos em quincôncio de espaçamento de aproximadamente 40 cm. Na ligação com o pórtico, estão alinhados num espaçamento de aproximadamente 45cm. A ligação do reforço ao painel foi ainda incrementada pelo uso de pregos espalhados pela ao longo da sua superfície.



(a)



(b)

Figura 4.10 Malha de reforço e conetores na superfície da parede (a) Ilustração Esquemática (b) Representação fotográfica correspondente a metade da superfície do painel

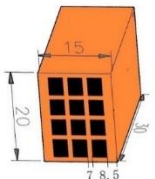
4.2.3 CARATERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS CONSTRUTIVOS

4.2.3.1 Tijolos Cerâmicos

Os três painéis de alvenaria foram construídos com recurso a tijolos de cerâmica furados horizontalmente, procedentes do fabricante português *PRECERAM*. De acordo com a ficha técnica, estes tijolos têm dimensões de $30 \times 20 \times 15$ cm e apresentam uma resistência à compressão média de ≥ 1.7 MPa. Manuel Pereira [23], na sua dissertação de mestrado da FEUP, determinou, através de uma campanha experimental, um conjunto de propriedades relevantes para avaliação do comportamento mecânico destas unidades de alvenaria, como exposto nos Capítulos 2 e 3. Assim, apresentam-se igualmente os resultados médios dessas propriedades, incluindo, no Quadro 4.5, a estimativa da tensão máxima admitida pelo septo exterior.

Os resultados relativos à determinação das dimensões (NP EN 772-16) são apresentados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 Resultados das medições dos tijolos $30 \times 20 \times 15$ e respetivos valores do Ensaio à Compressão [23]

	Dimensões Médias				
	Comprimento	Altura	Largura	Septo exterior	Septo interior
	b (mm)	h (mm)	e (mm)	s (mm)	w (mm)
Tijolo $30 \times 15 \times 20$ cm do fabricante <i>PRECERAM</i>	292.8	193.0	148.6	8.8	7.1

Os resultados relativos à determinação da resistência à compressão (NP EN 772-1) são apresentados no Quadro 4.4. A força máxima obtida no ensaio de compressão foi, em média, de 177857 N.

Quadro 4.4 Resultados do Ensaio à Compressão [23]

Força máxima (N)	Resistência à compressão (MPa)
177857	4.09

Considerando a hipótese de que, em flexão, em regime linear elástico, os esforços de compressão são unicamente resistidos pelo septo exterior, é possível estimar o nível de tensão de compressão pelo qual o tijolo é limitado.

Quadro 4.5 Estimativa da tensão máxima resistida pelo septo exterior

Força máxima (N)	Força máxima por septo (N)	Tensão máxima resistida pelo septo exterior (MPa)
177857	44464	$\frac{44464}{300 \times 8.5} = 17.4$

4.2.3.2 Argamassas

As argamassas aplicadas nos três painéis provêm de uma mistura já preparada de fábrica, que contém uma proporção preparada de areia e cimento à qual se adiciona a água necessária à sua correta amassadura. Estas misturas provêm do fabricante português *CIMPOR*, e a sua especificação corresponde a uma classe M5, ou seja, a sua resistência à compressão deve ser pelo menos 5MPa aos 28 dias. À medida que se misturava a argamassa, ao momento de construção de cada painel, preparavam-se provetes da mesma para posteriormente comprovar a sua resistência no laboratório. Para a caracterização mecânica das suas características recorreu-se à norma NP EN 196-1 2006. Os respetivos resultados são apresentados no Quadro 4.6 e Quadro 4.7 (valores médios).

Quadro 4.6 Resultados da Caracterização dos provetes de argamassa de assentamento relativos aos painéis INF08, INF09 e INF10

Painel	f_{cm} (MPa)	SD (MPa)	Cov. (%)	f_t (MPa)	SD (MPa)	Cov. (%)
INF08	5.24	0.19	3.6	1.9	0.08	4.4
INF09	4.49	0.55	12.2	1.72	0.20	12
INF10	4.74	0.52	10.9	1.83	0.21	12

Os resultados da totalidade dos provetes podem encontrar-se no anexo A. Importa referir que o não cumprimento de especificações da norma, como por exemplo, “cura em câmara climatérica” e “proteção dos provetes com película” podem ter sido factores que tenham conduzido a resistências inferiores a 5MPa.

Quadro 4.7 Resultados da Caracterização dos provetes de argamassa de reboco relativos aos painéis INF08, INF09 e INF10

Painel	f_{cm} (MPa)	SD (MPa)	Cov. (%)	f_t (MPa)	SD (MPa)	Cov. (%)
INF08	4.00	0.17	4.2%	1.8	0.15	8.2
INF09	6.96	0.41	5.8%	1.9	0.16	8.1
INF10	4.94	0.39	7.8%	2.3	0.13	5.8

4.2.3.3 Malha de Reforço

No painel INF10 foi aplicada uma malha de reforço, descrita no Capítulo 3 como *malha GFRP*, de dimensões 40 × 40 mm e resistência à tração de 70 kN. A sua denominação comercial é *Fassanet Arg40*.

4.2.4 DESCRIÇÃO DO SET-UP EXPERIMENTAL

A execução do ensaio cíclico para fora-do-plano às paredes INF08, INF09 e INF10 foi possibilitada através de um *setup*, desenvolvido no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural, e cuja configuração permitiu a aplicação, em todo o painel, de uma força uniformemente distribuída.

Este *setup* é constituído, por um lado, por uma estrutura metálica de reação que se liga ao pórtico de betão armado, formando um sistema autoequilibrado e que, assim, contacta com o painel de alvenaria. A principal inovação deste sistema, e o que permitiu que o carregamento fosse aplicado uniformemente na face do painel, é um conjunto de vinte e oito atuadores pneumáticos (Figura 4.11 (d)), associados, cada um, a uma placa de madeira e uma placa de cortiça de medidas $0.50 \times 0.50 \text{ m}$ (Figura 4.11 (b e c)), numa distribuição que cobre toda a superfície da parede de alvenaria (Figura 4.11 (a)).

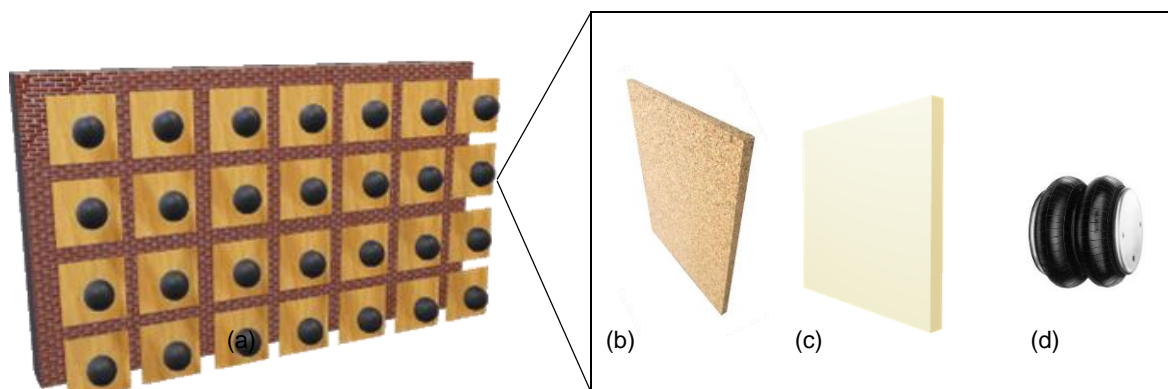


Figura 4.11 Sistema de aplicação e distribuição uniforme das cargas cíclicas na face do painel de alvenaria (a) Esquema geral (b) Placa de cortiça (c) Placa de madeira (d) Atuador pneumático

Os quatro alinhamentos horizontais onde estão dispostos os atuadores pneumáticos materializam-se através de quatro perfis HEB140 (Figura 4.12 (a)). Estes, por sua vez, ligam-se a cinco perfis HEB200, verticais, integrantes da estrutura de reação, que se pode bem observar na vista traseira do sistema ilustrada na Figura 4.12 (c). A ligação entre os perfis é rotulada, de forma a permitir movimentos longitudinais. A estrutura de reação está ligada ao pórtico de betão armado ao longo de dez pontos, (cinco na viga superior, e cinco na viga inferior, nas extremidades dos perfis verticais), tirando, assim, partido da sua rigidez e tornando todo o sistema auto-equilibrado. Em cada um dos dez pontos de ligação ao pórtico, instalou-se uma célula de carga, para permitir a monitorização das ações nos ensaios com cargas para fora-do-plano.

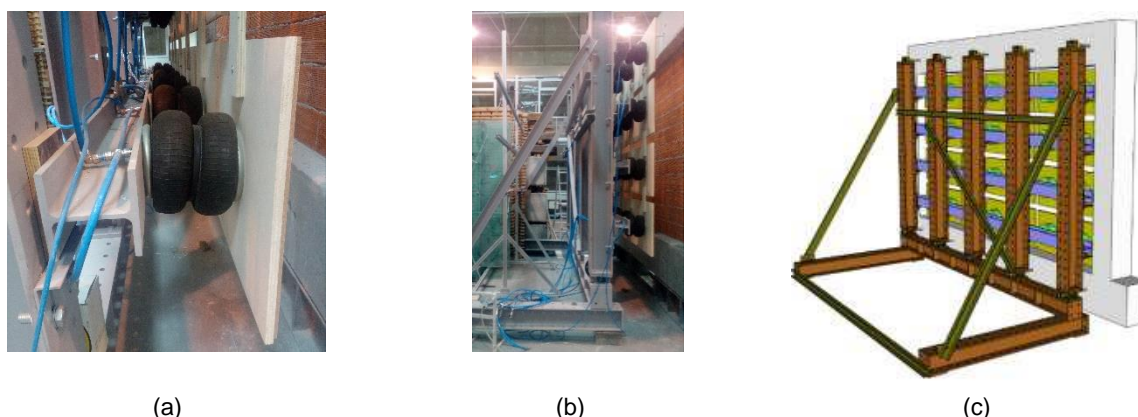


Figura 4.12 Estrutura metálica de reação, ligada ao pórtico de betão armado (a) Pormenor da ligação do atuador pneumático com o perfil horizontal (b) Vista lateral do sistema (c) Vista traseira do sistema (ilustração esquemática adaptada de [31])

A Figura 4.13 permite a visualização geral, na forma de esquema (a e d) ou fotografia (b e c), a face posterior (a e b) e anterior (c e d) de todo o sistema. Na vista anterior permite que se observe parte da estrutura metálica, e ainda, os atuadores e os painéis de madeira ligados a eles.

A fixação à estrutura de betão armado implicou a execução de pequenos furos nos pilares e nas vigas para a colocação das chapas de ligação, estas responsáveis por uniformizar a distribuição da carga ao longo da viga.

Na vista posterior pode ver-se a face dos painéis de madeira que contacta com o painel de alvenaria, e as duas chapas, na viga superior e inferior do pórtico, que tornam possível a ligação a este, e que integram os cinco pontos nos quais estão instaladas as células de carga.

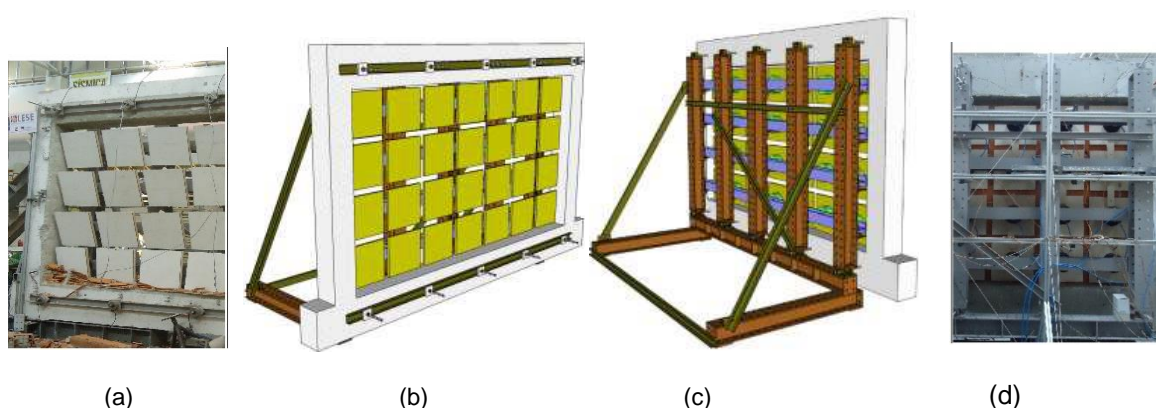


Figura 4.13 Esquema geral do set-up utilizado para realização do ensaio para fora-do-plano das paredes de alvenaria de enchimento INF09 e INF10. (a) Fotografia Face Posterior (b) Esquema Face Posterior (c) Esquema Face Anterior (d) Fotografia Face Anterior

As células de carga, como transdutores de força, permitiram a monitorização contínua, ao longo de todo o ensaio, de todos os esforços desenvolvidos. A Figura 4.14 representa o pormenor do canto superior esquerdo do pórtico de betão armado ligado ao sistema de atuação de cargas e onde as células de carga se encontram ligadas.



Figura 4.14 Pormenor do Pórtico, do Sistema de atuação de cargas, e das Células de carga

Uma das grandes vantagens deste sistema é o facto de facilmente se conseguir realizar ensaios com cargas para fora-do-plano a paredes de alvenaria com aberturas, pois, para tal, basta apenas desativar o atuador pneumático respetivo a estas. Do mesmo modo, é possível realizar ensaios com a aplicação de cargas uniforme no painel, ou, com a distribuição que se desejar testar.

4.2.4.1 Sistema de Controlo

O sistema de controlo dos atuadores pneumáticos é composto por uma válvula de controlo eletrónica (0-10bar), um compressor de ar (100l, 10bar), um regulador de pressão manual (0-16bar) e dois transdutores de pressão e deslocamento. O compressor de ar liga-se ao regulador de pressão e à válvula eletrónica. A ação das forças no painel é conseguida através do controlo da entrada de ar nos atuadores pneumáticos, consoante a sua pressão interior e imposição de deslocamento para fora-do-plano.

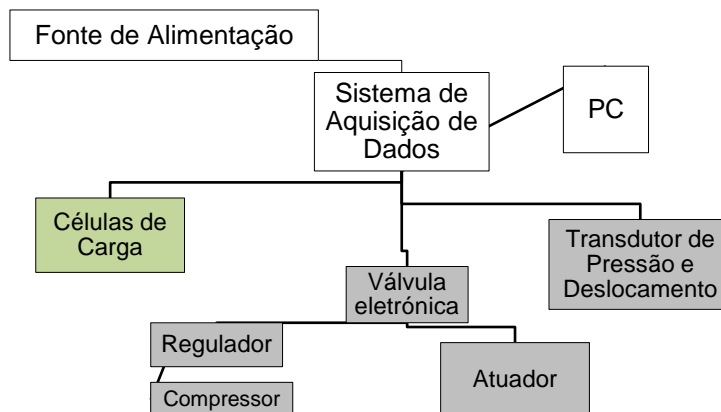


Figura 4.15 Diagrama do sistema de controlo de atuação de cargas cíclicas para fora-do-plano adaptado de [31]

4.2.5 INSTRUMENTAÇÃO

Com a finalidade de se obterem os valores dos deslocamentos para fora-do-plano instalaram-se, no painel, sensores do tipo *LVDT*, do inglês, “Linear Variable Displacement Transducers”. Estes, e assim como o seu nome aponta, têm a capacidade de registar o deslocamento linear de um objeto, tomando nota da diferença entre as posições inicial e final medidas ao longo de um eixo único. A Figura 4.16 regista o detalhe do par de *LVDT* instalados em cada canto do painel, de modo a que possam ser medidos o destacamento e as rotações do bordo do painel.

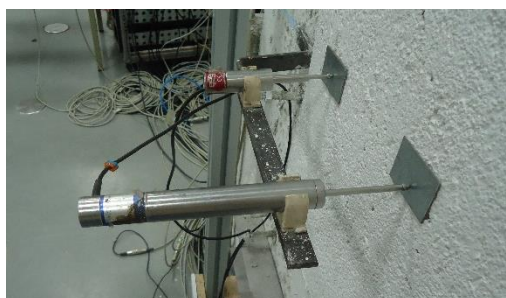


Figura 4.16 Detalhe dos LVDT ligados num dos cantos do painel de alvenaria de enchimento

4.2.5.1 INF08 e INF09

De modo a caracterizar detalhadamente os deslocamentos no painel e no pórtico, instalaram-se, em pontos convenientes e repartidamente, vinte e um transdutores, cuja disposição se pode observar na Figura 4.17. Devido à presença do perfil vertical da estrutura de reação atrás do pórtico, o alinhamento central teve que ser deslocado quinze centímetros, não sendo possível tê-lo na posição ideal e simétrica.

Para contornar esse aspecto colocaram-se os sensores 64 e 65 que passam exatamente pelo eixo de simetria do painel, e como indicado na figura.

Na zona central do painel, colocaram-se onze sensores *LVDT*, numa região de $2,40 \times 1,15$ m. Essa zona central comporta três alinhamentos verticais, designados na figura por V1, V2 e V3, espaçados respectivamente 1,05 m e 1,35 m. O quarto alinhamento assinalado correspondente à linha de simetria do painel. Horizontalmente, a zona de instrumentação está dividida em duas partes iguais, cada uma com 0,575 m, delimitada pelos alinhamentos H1, H2 e H3.

Na proximidade da interface de ligação entre o pórtico e o painel, colocaram-se quatro pares de sensores, em cada canto do painel que, assim, permitiriam a medição de rotações no painel.

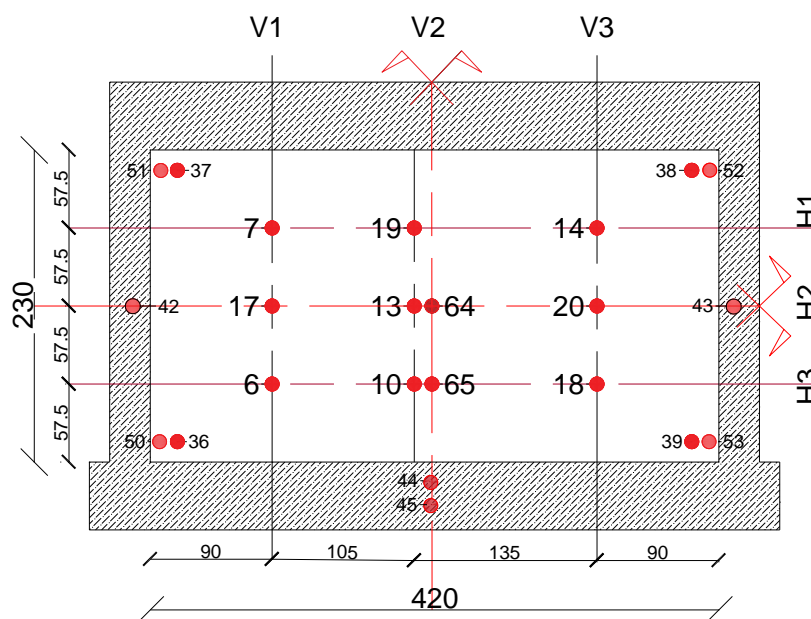


Figura 4.17 Localização e identificação dos transdutores de deslocamentos (LVDT) instalados no painel de alvenaria INF08 e INF09

As células de carga, cuja finalidade se prende com a necessidade de se perceberem e monitorizarem as forças aplicadas, foram colocadas no pórtico de betão armado, e cuja localização e identificação se pode encontrar na Figura 4.18.

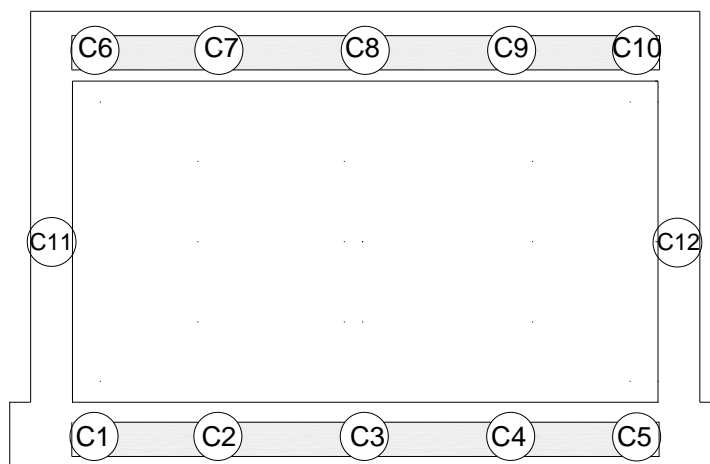


Figura 4.18 Localização e identificação das células de carga no pórtico de betão armado (a) INF08 (b) INF09

4.2.6 LEI DE CARGA

Os ciclos da solicitação destas paredes foram demarcados por meio da definição de deslocamentos-alvo. Assim, cada ciclo terminava quando o deslocamento definido era atingido e se voltava à posição inicial do painel, proporcionando o registo da força máxima e o respetivo nível de danos na parede, conforme os ciclos de carga iam acontecendo. Estes deslocamentos-alvo foram controlados pela análise do transdutor de controlo, localizado no centro do painel de alvenaria.

4.2.6.1 Lei de Carga INF08

Como sugere a Figura 4.19, os deslocamentos-alvo considerados foram 1, 2.5, 5, 7.5, 10, 15, 20, 25, 30 e 35 mm.

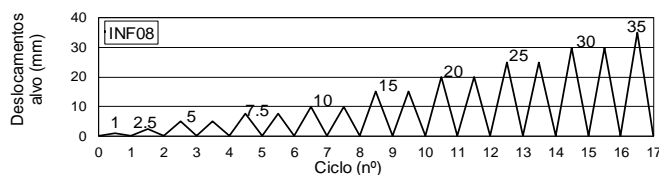


Figura 4.19 Lei de carga do ensaio cíclico com cargas para fora do plano no painel INF08

4.2.6.2 Lei de Carga INF09

Os deslocamentos-alvo considerados foram 1, 2.5, 5, 7.5, 10, 15, 20, 25 e 30 mm, como se representa na Figura 4.20.

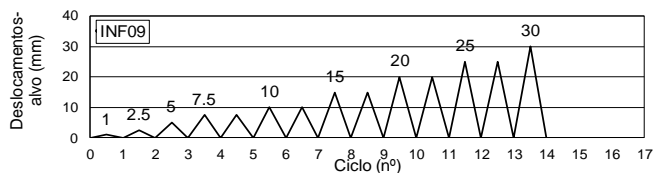


Figura 4.20 Lei de carga do ensaio cíclico com cargas para fora do plano no painel INF09

4.2.6.3 Lei de Carga INF10

Os deslocamentos-alvo considerados foram 1, 2.5, 5, 7.5, 10, 15, 20, 25 e 30 mm, de acordo com o indicado na Figura 4.21.

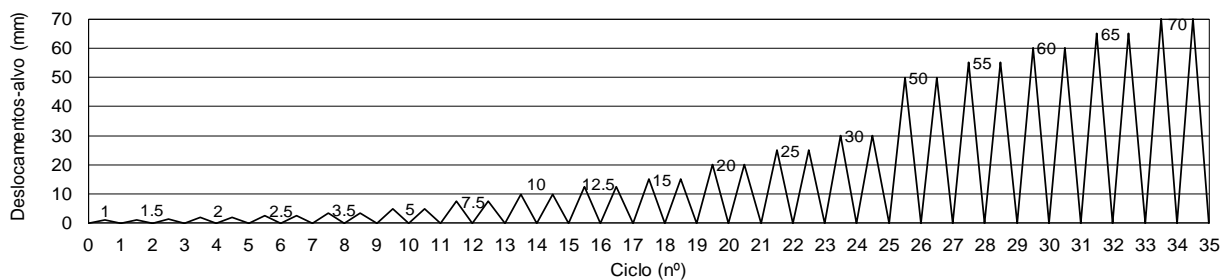


Figura 4.21 Lei de carga do ensaio cíclico com cargas para fora do plano no painel INF10

4.2.7 IDENTIFICAÇÃO MODAL

A identificação modal foi realizada aos três painéis de alvenaria, fazendo uso de nove acelerómetros piezoelétricos, que foram dispostos na zona central do painel, na configuração indicada na Figura 4.22.

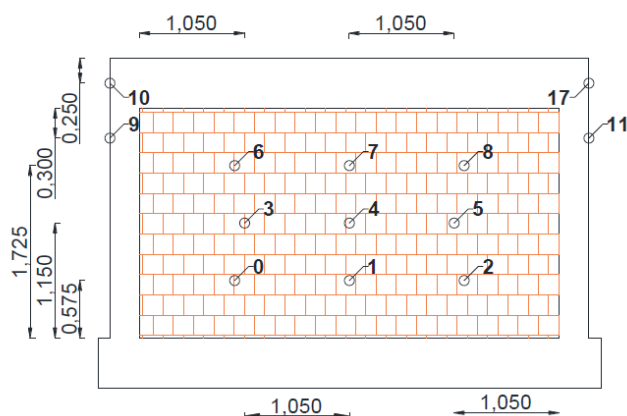


Figura 4.22 Identificação e localização dos acelerómetros nos painéis INF08, INF09 e INF10

Os registos das frequências dos panos de alvenaria de enchimento foram obtidos pelo software ARTeMIS Extractor 5.3 [32], através da análise e processamento de resultados no domínio da frequência. A Figura 4.23 ilustra o aspeto desta análise, respeitante ao registo obtido num dos painéis.

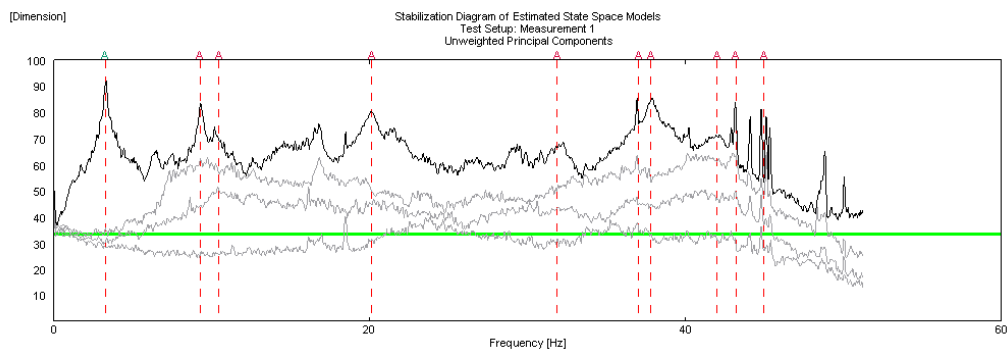
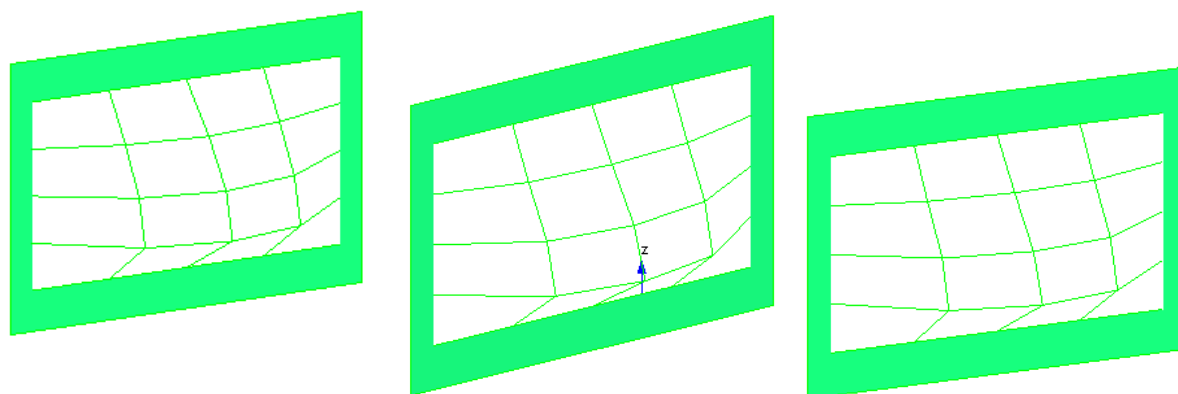


Figura 4.23 Ilustração da transformada de Fourier de um dos painéis fornecida pelo software ARTeMIS [32]

Assim, recorrendo ao método *Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD)* e à técnica de seleção de picos, foi possível encontrar, em cada painel, algumas das suas frequências e correspondentes modos naturais de vibração.

Para o primeiro modo seleccionado, apresenta-se a sua deformada (Figura 4.24, relativa ao primeiro modo de vibração de cada painel) e, a seguir, no Quadro 4.8, os registos das frequências e amortecimentos obtidos em cada ensaio, e os respetivos valores médios para cada painel.



(a) (b) (c)
Figura 4.24 Deformada do 1º modo de vibração dos painéis (a) INF08 (b) INF09 e (c) INF10

Neste primeiro modo de vibração natural do pano de alvenaria obtiveram-se registos consistentes e semelhantes nos três painéis, em relação à frequência que, em média, se encontra entre os valores de 20.61 e 22.28 Hz. A frequência da parede INF08, cujo fecho superior foi executado com menor cuidado, é o valor mais reduzido.

Os valores do coeficiente de amortecimento são semelhantes no caso dos painéis INF10 e INF09, (0.60%), e bastante superior no caso do painel INF08 (2.35%)

Quadro 4.8 Frequência para fora do plano dos painéis INF08, INF09 e INF10 - Modo 1

Modo1						
Ensaio (painel/nº)	f (Hz)	f _m (Hz)	SD (Hz) Var (%)	ζ (%)	ζ _m (%)	SD (%) Var (%)
INF08-1	19.92	20.61	1.18 6	2.54	2.35	0.63 27
INF08-2	21.97			2.88		
INF08-3	19.95			1.65		
INF09-1	21.6	21.73	0.1 0	0.66	0.63	0.08 12
INF09-2	21.7			0.72		
INF09-3	21.8			0.61		
INF09-4	21.81			0.54		
INF10-1	21.87	22.28	0.52 2	0.67	0.61	0.08 14
INF10-2	22.96			0.49		
INF10-3	21.88			0.65		
INF10-4	22.41			0.64		

Em todos os ensaios foi possível traçar a configuração de um modo de vibração anti-simétrico. Assim, apresenta-se na Figura 4.25 o esquema ilustrativo desse modo, respeitante para cada um dos painéis, assim como, no Quadro 4.9, os registos respetivos relativos às frequências e coeficientes de amortecimento.

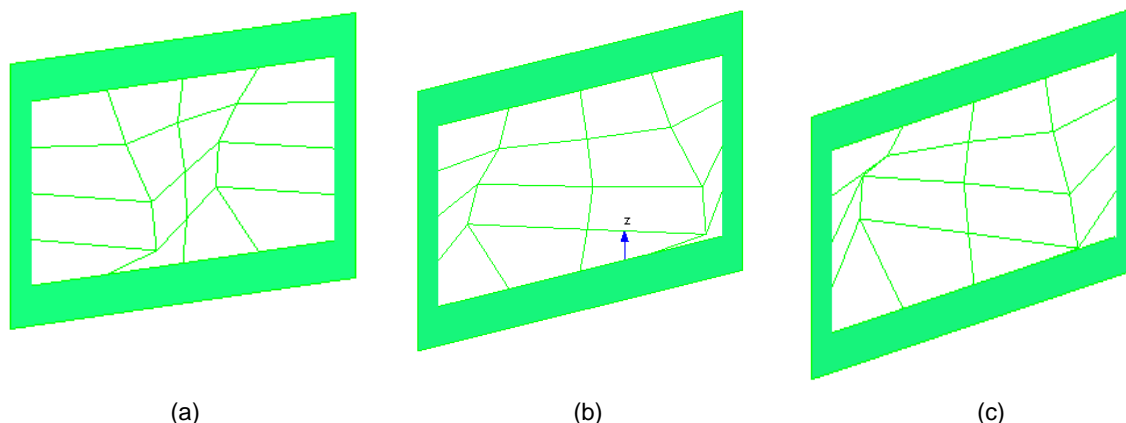


Figura 4.25 Deformada de um modo de vibração anti-simétrico dos painéis (a) INF08 (b) INF09 e (c) INF10

As frequências, neste modo, apresentam-se consistentes e a variar entre 41.87 Hz e 44.13 Hz.

Os resultados relativos aos coeficientes de amortecimento apresentam, em todos os painéis, discrepâncias que resultaram em valores do coeficiente de variação elevados, entre 82% e 150%, pelo que devem ser encarados com reserva.

Quadro 4.9 Frequência para fora do plano dos painéis INF08, INF09 e INF10 - Modo 2 (anti-simétrico)

Modo 2						
Ensaio (painel/nº)	f (Hz)	f_m (Hz)	SD (Hz) Var (%)	ξ (%)	ξ_m (%)	SD (%) Var (%)
INF08-1	39.48	41.87	2.32 6	0.00	0.28	0.43 151
INF08-2	44.11			0.07		
INF08-3	42.01			0.78		
INF09-1	44.05	44.58	0.46 1	0.67	0.20	0.31 155
INF09-2	44.35			0.08		
INF09-3	44.97			0.04		
INF09-4	44.95			0.02		
INF10-1	44.20	44.13	0.14 0	0.56	0.45	0.37 82
INF10-2	44.30			0.13		
INF10-3	44.02			0.92		
INF10-4	44.01			0.18		

4.3 RESULTADOS PRINCIPAIS

Num ensaio deste tipo, o primeiro contato que se tem com os resultados é, naturalmente, o visual, uma vez que os danos no painel se vão manifestando imediatamente com o decorrer do tempo. Posteriormente, recolhem-se os resultados do sistema de atuação, medidas de força e deslocamento correspondentes aos pontos onde se localizam, respetivamente, as células de carga ou LVDT, e uma série de apreciações podem ser feitas.

4.3.1 DANO OBSERVADO

Com o objetivo de registar a evolução do dano no painel ao longo do ensaio com cargas cíclicas para fora-do-plano, a cada deslocamento alvo atingido, o ensaio foi colocado em pausa, permitindo que se observasse, e registasse, no final da repetição de cada ciclo, o aparecimento e evolução das fissuras, bem como os danos que iam ocorrendo.

4.3.1.1 Parede INF08





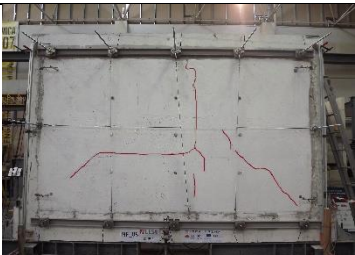


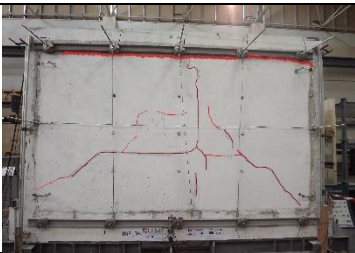


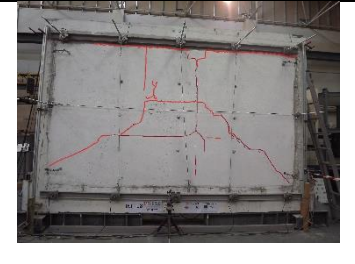


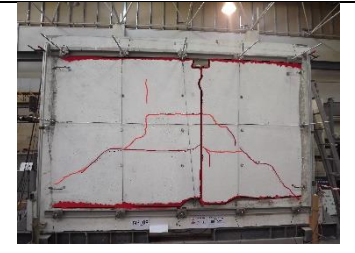

O aspeto final da parede INF08 está registado na Figura 4.26. O padrão de rotura observado, mostra-se muito marcado por uma fissura vertical que atravessa toda a altura da parede, assim como o descolamento do painel em relação às interfaces superior e inferior com o pórtico de betão armado. A fenda principal surgiu subitamente no último ciclo de carregamento. Ainda assim, é possível observar-se um padrão de rotura trilinear que se estaria a desenvolver conforme evidenciado através das fissuras mais ténues.

O Quadro 4.10, compila a evolução de dano na parede INF08 com o decorrer do ensaio, e para cada ciclo de deslocamentos imposto. A observação desta evolução mostra o desenvolvimento do referido padrão de rotura trilinear, que culminou na abertura repentina de uma fenda vertical no centro do painel. O descolamento do painel ao pórtico manifestou-se desde logo. Importa referir que, no primeiro ciclo de carregamento, imediatamente o reboco se descolou, nessa interface, o que forçou a que o deslocamento alvo, de 2.5 mm, pelo qual se tinha previsto fazer a pausa, fosse ultrapassado até 5 mm.



Figura 4.26 Parede INF08: Dano observado no final do ensaio com cargas cíclicas para fora-do-plano

Quadro 4.10 Resultados Experimentais INF08 - Evolução do dano observado

Desl. Alvo	Esq.	Centro	Direita
5 mm			
O reboco começa a descolar-se do painel.			
10 mm			
Abertura de fenda vertical, na zona central do painel, da qual afluem fissuras diagonais.			
15 mm			
As fissuras diagonais desenvolvem-se até às extremidades do painel. É visível a separação da interface do painel com a viga superior.			
25 mm			
A fissuração na zona central do painel torna-se mais evidenciada e as fissuras continuam a desenvolver-se nas direções vertical e diagonal, bem como na interface com o painel.			
35 mm			
Colapso para fora-do-plano do painel, por rotação vertical devida à marcada fenda vertical na zona central do painel			

4.3.1.2 Parede INF09

O comportamento da parede INF09, tal como a anterior, foi essencialmente unidirecional, como se verifica adiante. Importa desde já referir que, assim como na parede anterior, nos primeiros ciclos onde se planeavam deslocamentos para fora-do-plano de $2,5\text{mm}$, o painel desde logo sofreu um dano - o reboco imediatamente se começou a descolar da interface superior com a viga, e, por isso, esse deslocamento-alvo, que se pretendia atingir e analisar, foi ultrapassado.








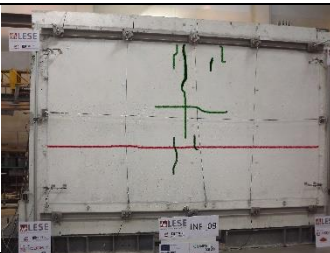


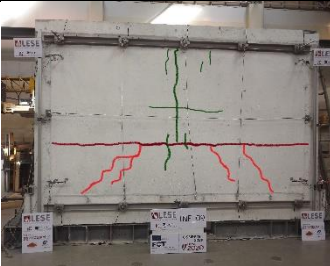




No Quadro 4.11 apresenta-se a evolução de dano no painel. Este painel desenvolve num padrão de rotura trilinear, com semelhanças com painel anterior, mas, este, por sua vez, é marcado por uma fissura horizontal que o atravessa ao longo de toda a sua largura, indicando que os bordos laterais são a sua ligação mais fraca. O ensaio, surpreendentemente, culmina com o colapso súbito e completo do painel, como se pode constatar no final do quadro.

A Figura 4.27 mostra, o aspeto da parede INF09 no final do ensaio, no ciclo anterior ao seu colapso, num nível de deslocamento para fora-do-plano de 25 mm .



Figura 4.27 Parede INF09: Dano observado no final do ensaio com cargas cíclicas para fora-do-plano

Quadro 4.11 Resultados Experimentais INF09 - Evolução do dano observado

Desl. Alvo	Esq.	Centro	Direita
5 mm			
O reboco começa a descolar-se do painel.			
7,5 mm			
Abertura de fenda horizontal			
15 mm			
A primeira fenda horizontal torna-se bastante mais pronunciada. Abertura de uma marcada fenda vertical, sobre a qual se cruza uma fissura horizontal.			
25 mm			
Surgem fissuras diagonais, que se iniciam no alinhamento da fenda horizontal e se desenvolvem até à base do painel.			
30 mm			
Colapso para fora-do-plano do painel, desintegrando-se integralmente.			

4.3.1.3 Parede inf10

O aspeto final da parede INF10 está registado na Figura 4.28. O padrão de rotura, trilinear, assemelha-se ao de uma laje bidirecional, em flexão, com os quatro bordos apoiados. De facto, nesta parede, os conectores mostraram ser de grande importância no que diz respeito à ligação que proporcionaram entre o painel e o pórtico.








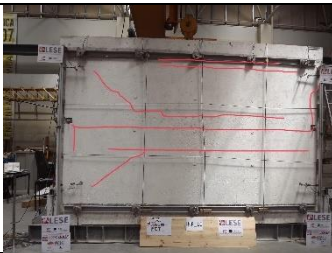


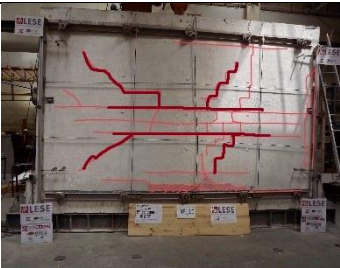
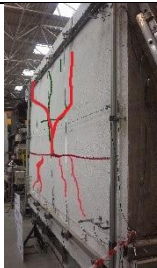

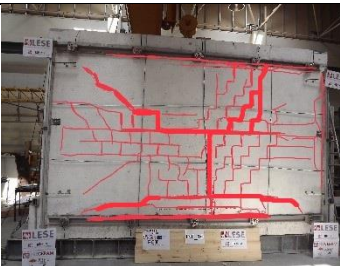
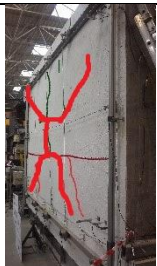
O Quadro 4.12 compila a evolução de dano na parede INF10 com o decorrer do ensaio, para cada ciclo de deslocamentos imposto. A observação desta evolução mostra o desenvolvimento de uma fissura horizontal, que se desenvolveu em um padrão de rotura trilinear.

Ao vigésimo-quarto ciclo de carregamento, no momento em que se procurava atingir um deslocamento alvo de 30 mm, a parede cedeu, deslocando-se, subitamente, para fora do seu plano, em cerca de 20 mm, conforme registado pelos transdutores, e que se pôde, claramente, visualizar. Nesta fase, ainda foi possível continuar os ciclos de carregamento, mas estava definida a forma seu padrão de rotura final. No final do ensaio, numa fase com notória perda de rigidez, o padrão de rotura continuou a evidenciar-se.



Figura 4.28 Parede INF09: Dano observado no final do ensaio com cargas cíclicas para fora-do-plano

Quadro 4.12 Resultados Experimentais INF10 - Evolução do dano observado

Desl. Alvo	Esq.	Centro	Direita
2 mm			
O reboco começa a descolar-se no bordo superior do painel			
10 mm			
Surge uma fissura horizontal			
20 mm			
Surgiram duas fendas horizontal paralelas à primeira, uma na zona central, e outra a cerca de 10 cm da extremidade superior. Começam a surgir fissuras na direção diagonal.			
30 mm			
As fissuras no centro do painel evidenciam-se, nomeadamente, as duas fissuras horizontais no centro do painel, e as diagonais que delas afluem.			
70 mm			
Colapso para fora do plano do painel. A ligação inferior atinge deslocamentos muito elevados, bem visíveis a olho nu.			

4.3.1.4 Algumas considerações sobre os padrões de rotura de cada um dos três painéis.

As observações do dano nos painéis, com o decorrer do ensaio, foram consistentes com o que se expectava. A Figura 4.29 resume os principais aspetos, de acordo com o exposto nas secções anteriores.

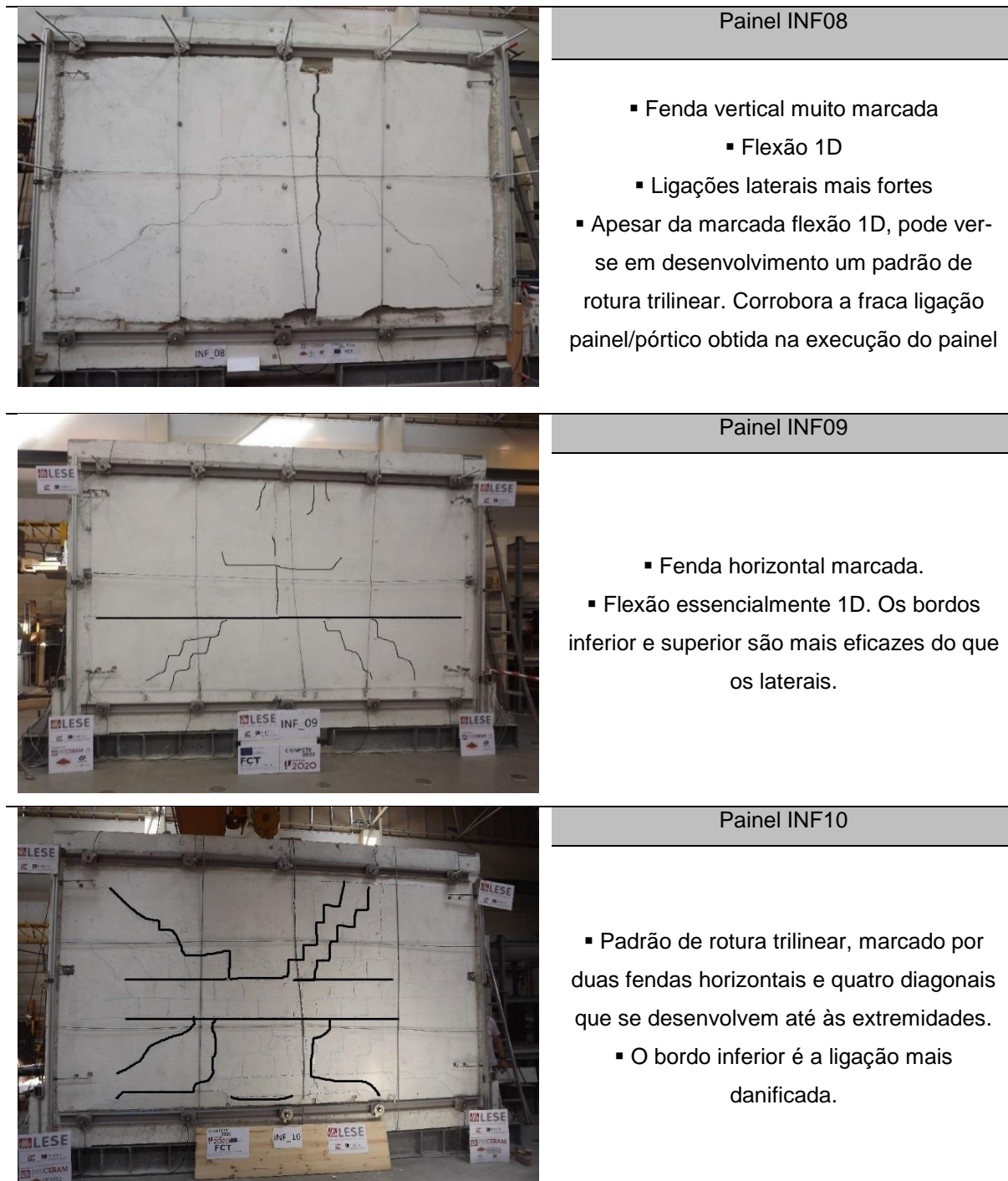


Figura 4.29 Considerações sobre os padrões de rotura observados no final do ensaio com cargas cíclicas para fora-do-plano dos painéis de alvenaria INF08, INF09 e INF10

4.3.2 RELAÇÃO FORÇA-DESLOCAMENTO

4.3.2.1 Conceitos Base

Os três painéis de alvenaria inseridos num mesmo pórtico de betão armado, foram submetidos cada um a um ensaio, com cargas cíclicas atuantes na direção perpendicular ao plano da parede, cujas relação força-deslocamento se apresentam nesta secção. O comportamento da estrutura face à imposição de cargas cíclicas, isto é, sucessivos carregamentos e descarregamentos, resulta em típicas representações gráficas força-deslocamento. A Figura 4.30 representa, genericamente, o aspeto dessas curvas. A plotagem dos pontos de cada ciclo onde a força é máxima permite que se obtenha uma curva mais clara e igualmente representativa, a envolvente, ou, como indicado, *Skeleton Curve*.

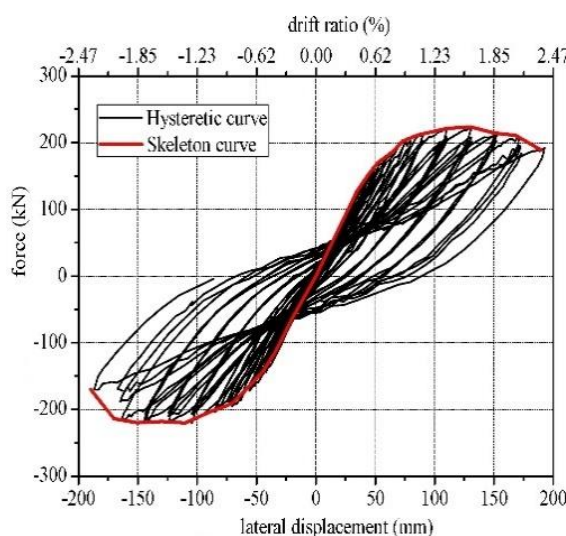


Figura 4.30 Típica relação força-deslocamento proveniente de um ensaio com cargas cíclicas [33]

Os valores da força e deslocamento em cada instante provêm dos *outputs* obtidos em cada ensaio, respeitantes a cada transdutor. Assim, nas secções seguintes, poderá encontrar-se, para cada um dos painéis, a curva *força total - deslocamento (no centro do painel)*, resultante de cada ensaio com cargas cíclicas para fora do plano. Em cada representação gráfica (Figura 4.31, Figura 4.33 e Figura 4.35), é exibido, correspondentemente com o com o eixo de força, a pressão aplicada, e, com o eixo de deslocamentos, o *drift* relativo (razão de deslocamentos entre o ponto central da parede e a interface do painel com a viga do pórtico).

A extração dos pontos máximos de força em cada ciclo resulta no exposto nos Quadros 4.13, 4.14 e 4.15, que, por sua vez, são traduzidos pelas representações das respetivas envolventes (Figuras 4.34 e 4.36).

Os ensaios com cargas cíclicas para fora-do-plano a cada painel, foram realizados, como já indicado na secção 4.2.6 sobre a lei de carga, com dois ou três ciclos para cada imposição de deslocamentos. Naturalmente, para atingir o mesmo deslocamento vezes sucessivas terá que ser necessário mobilizar menos força, assim, e por essa razão, apresenta-se, no mesmo gráfico, o que se denominou *envolvente de repetição*. e que representa, por isso, a força máxima necessária para se atingir um determinado deslocamento uma segunda vez.

4.3.2.2 INF08

Na Figura 4.31 está apresentada a relação força total/pressão vs. deslocamento (no centro do painel)/drift para fora-do-plano, obtida no ensaio à parede *INF08*.

Esta representação exhibe dezassete ciclos, correspondentes a dez imposições de deslocamentos: 1, 2.5, 5, 7.5, 10, 15, 20, 25 30 e 35 mm. Representado através de linhas mais espessas está o primeiro ciclo de cada imposição, e, na mesma cor, mas com linhas finas, os ciclos repetição para o mesmo valor de deslocamento. Apesar da definição de deslocamentos-alvo, não foi possível tanger os deslocamentos de 2.5 e de 5 mm, isto porque o painel desde logo sofreu um dano – destacou-se o reboco na interface do painel com a viga, o que se traduziu no avanço repentino do segundo ciclo de 1 mm para cerca de 7 mm.

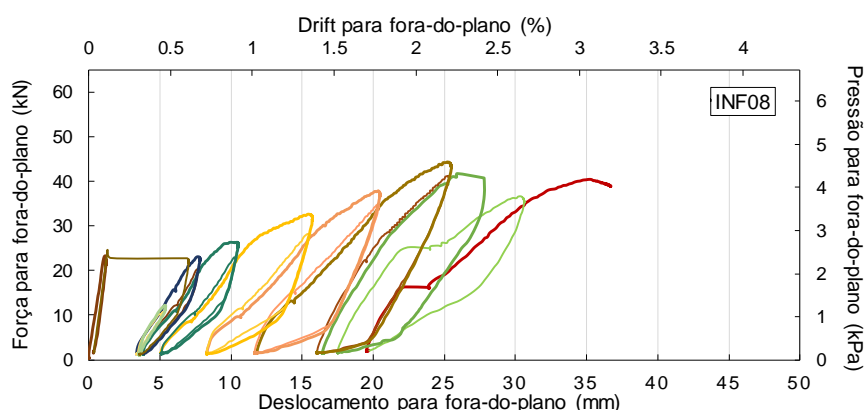


Figura 4.31 Resultados Experimentais INF08: Representação gráfica da relação entre a força/pressão aplicada no ensaio e o deslocamento/*drift* para fora-do-plano

Através da plotagem dos pontos de força máxima em cada ciclo produziu-se o Quadro 4.13, no qual se podem consultar inclusive, os valores da pressão e do *drift*.

A força máxima acontece no 13º ciclo de carregamento, atingindo o valor de 44.3 kN correspondente a uma pressão aplicada na superfície do painel (com área= 9.66 m²), de 4.59 kPa.

Destes resultados constata-se que o painel resistiu a uma pressão máxima que corresponde a 42% do seu peso, o que equivale a uma aceleração horizontal equivalente, uniforme no painel, de 42% × *g*.

No 17º ciclo de carregamento, a parede atinge uma força máxima de 39.90 kN correspondente a um deslocamento para fora-do-plano de 35.67 mm, e, logo a seguir, na fase descendente do ciclo, a rotura acontece a um nível de força de 37.49 kN e um deslocamento para fora-do-plano de 36.84 mm. O ponto de rotura encontra-se indicado no quadro com a designação de 17r.

O deslocamento e *drift* máximos correspondem a uma relação $d/t = \frac{1}{4}$, de onde *d* é o deslocamento para fora-do-plano e *t* corresponde à espessura do painel.

Na Figura 4.32 estão representadas a envolvente, e a *envolvente repetição*, da relação força-deslocamento da parede *INF08*.

Quadro 4.13 Resultados experimentais da parede INF08: Caracterização da envolvente Força-Deslocamento

Ciclo (nº)	Deslocamento para fora-do-plano (mm)	Drift para fora-do-plano (%)	Força Aplicada (kN)	Pressão para fora-do-plano (kPa)	Aceleração horizontal equivalente (%g)
0	0	0.00	0	0.00	0.0%
1	1.20	0.10	22.54	2.33	2.2%
2	1.30	0.61	24.64	2.33	2.1%
3	5.39	0.47	11.97	1.24	1.1%
4	5.18	0.45	9.87	1.02	0.9%
5	7.5	0.65	23.05	2.39	2.2%
6	7.69	0.67	20.26	2.10	1.9%
7	10.23	0.89	26.18	2.71	2.5%
8	10.36	0.90	22.51	2.33	2.1%
9	15.63	1.36	32.48	3.36	3.1%
10	15.43	1.34	28.23	2.92	2.7%
11	20.44	1.78	37.67	3.90	3.6%
12	20.13	1.75	34.55	3.58	3.3%
13	25.2	2.19	44.33	4.59	4.2%
14	25.06	2.18	41.11	4.26	3.9%
15	25.85	2.25	40.97	4.24	3.9%
16	30.61	2.66	35.67	3.69	3.4%
17	35.67	3.10	39.90	4.13	3.8%
17r	36.84	3.20	37.49	3.88	3.6%

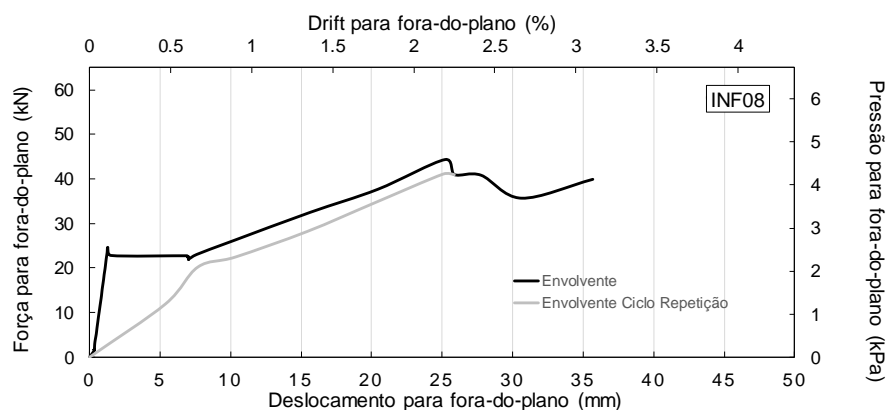


Figura 4.32 Resultados Experimentais INF08: Envoltória Força/pressão vs. Deslocamento/drift para fora-do-plano

4.3.2.3 INF09

A Figura 4.33 apresenta a relação força total/pressão vs. Deslocamento (no centro do painel)/drift para fora-do-plano, obtida no ensaio à parede INF09.

Esta representação exhibe catorze ciclos, correspondentes a nove imposições de deslocamentos: 1, 2,5, 5, 7,5, 10, 15, 20, 25 e 30 mm. Representado através de linhas mais espessas está o primeiro ciclo de cada imposição, e, na mesma cor, mas com linhas finas, os ciclos repetição. O painel, igualmente ao painel anterior INF08, desde logo sofreu um dano – destacou-se o reboco na interface do painel com a viga, o que se traduziu no avanço repentino do segundo ciclo para um deslocamento de 5 mm.

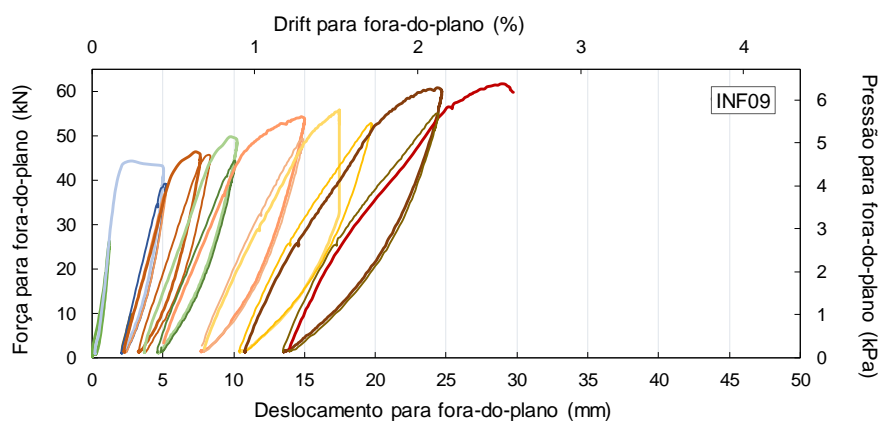


Figura 4.33 Resultados Experimentais INF09: Representação gráfica da relação entre a força/pressão aplicada no ensaio e o deslocamento/*drift* para fora-do-plano

No respeitante à lei de carga que se intencionava cumprir, e de forma idêntica à parede INF08, foi ultrapassado o deslocamento alvo de 2,5 mm, devido ao facto do painel ter sofrido o pequeno dano inicial.

No Quadro 4.14 podem consultar-se os valores da força e pressão, deslocamento e *drift* máximos para cada ciclo de carregamento.

A força máxima aconteceu imediatamente antes da rotura do painel, no 15º ciclo de carregamento, atingindo o valor de 61.59 kN correspondente a uma pressão, aplicada na superfície do painel, de 6.38 kPa. Nesse ponto, o respetivo deslocamento para fora-do-plano atingiu o valor 28.99 mm.

O repentino colapso do painel aconteceu na fase descendente do 15º ciclo (imediatamente a seguir a ter sido atingida a força máxima, aos 59.67 kN), para um deslocamento máximo de 20.75 mm. Este ponto encontra-se indicado no Quadro 4.14, na última linha, com a designação 15r.

Dos resultados constata-se que o painel resistiu a uma pressão máxima que corresponde a 5.9% do peso do painel, o que equivale a uma aceleração horizontal equivalente, uniforme no painel, de $5.9\% \times g$.

O deslocamento e *drift* máximos correspondem a uma relação $d = t/5$.

Quadro 4.14 Resultados experimentais da parede INF09: Caracterização da envolvente Força-Deslocamento

Ciclo (nº)	Deslocamento para fora-do-plano (mm)	Drift para fora-do-plano (%)	Força Aplicada (kN)	Pressão para fora-do-plano (kPa)	Aceleração horizontal equivalente (%g)
0	0	0.00	0	0.00	0.0%
1	1.21	0.11	26.17	2.71	2.5%
2	2.81	0.24	44.25	4.58	4.2%
3	5.2	0.45	39.18	4.06	3.7%
4	5.2	0.45	37.13	3.84	3.5%
5	7.22	0.63	46.21	4.78	4.4%
6	8.2	0.71	45.59	4.72	4.4%
7	9.68	0.84	49.6	5.13	4.7%
8	10.07	0.88	44.38	4.59	4.2%
9	14.77	1.28	54.3	5.62	5.2%
10	14.77	1.28	49.32	5.11	4.7%
11	17.49	1.52	55.7	5.77	5.3%
12	19.69	1.71	52.84	5.47	5.0%
13	24.35	2.12	60.74	6.29	5.8%
14	24.42	2.12	55.06	5.70	5.3%
15	28.99	2.52	61.59	6.38	5.9%
15r	29.75	2.59	59.67	6.18	5.7%

Na Figura 4.34 está, então, representada a envolvente, e a *envolvente repetição*, da relação força-deslocamento da parede INF09.

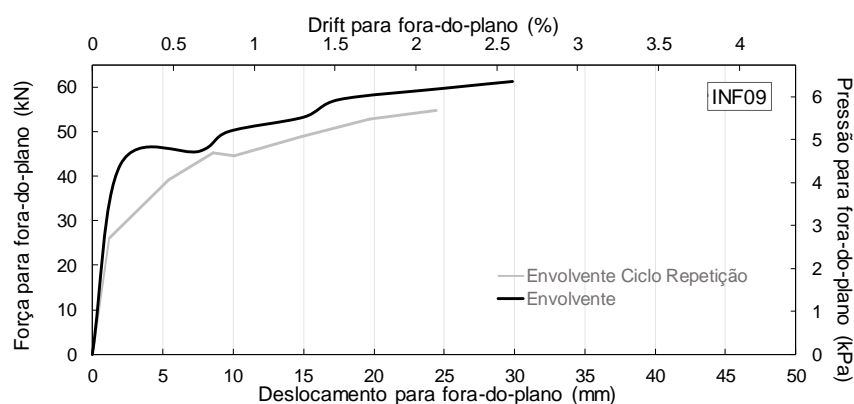


Figura 4.34 Resultados Experimentais INF09: Envolvente Força/pressão vs. Deslocamento/drift para fora-do-plano

4.3.2.4 INF10

Na Figura 4.35 está apresentada a relação força total/pressão vs. Deslocamento (no centro do painel)/drift para fora-do-plano, proveniente do ensaio à parede INF10.

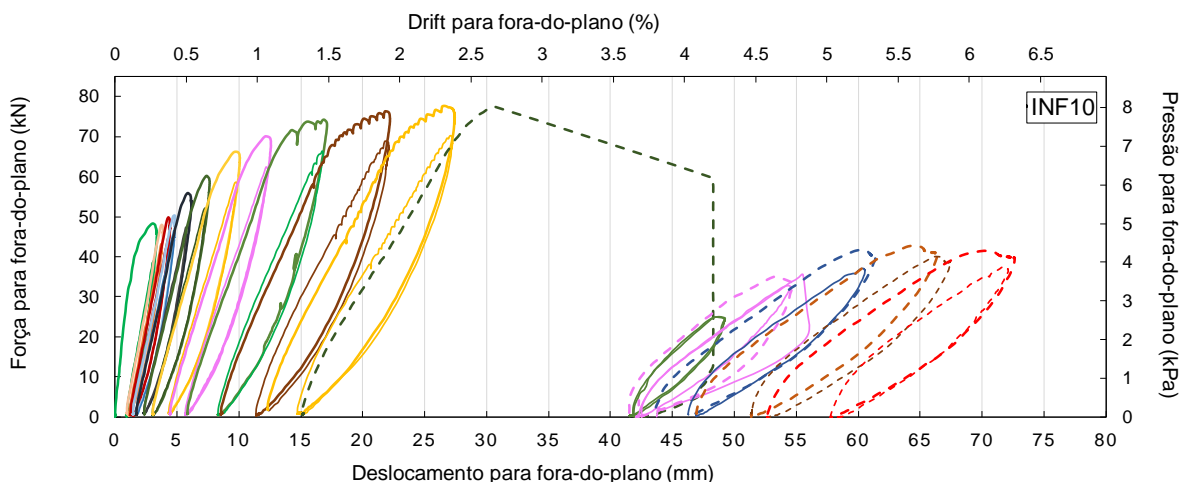


Figura 4.35 Resultados Experimentais INF10: Representação gráfica da relação entre a força/pressão aplicada no ensaio e o deslocamento/*drift* para fora-do-plano

Através da plotagem dos pontos de força máxima em cada ciclo produziu-se o Quadro 4.15, no qual se podem consultar, inclusive, os valores da pressão e do *drift*. A força máxima acontece no 22º ciclo de carregamento, atingindo o valor de 77.8 kN correspondente a uma pressão aplicada de, então, 8.05 kPa. O painel resistiu a uma aceleração horizontal equivalente de, no máximo, 7.4% da gravidade.

No 24º ciclo de carregamento, a parede atinge uma força máxima de 77.48 kN correspondente a um deslocamento para fora-do-plano de 30.62 mm, e uma relação $d = t/5$, e logo nesse instante, cedeu. Os transdutores não foram capazes de registar o valor máximo desse deslocamento (que se estima que tenha sido na ordem dos 50mm), por terem perdido o seu campo de ação, no entanto, foi possível registar o valor de deslocamento recuperado pela parede (41.93mm) e reiniciar o ensaio a partir desse ponto. A partir desse momento, a perda de rigidez foi notória, ainda assim, efetuaram-se ainda dez ciclos até um deslocamento máximo para fora-do-plano de 71.69mm. Esta fase do ensaio depois da cedência da parede é representada nos dois gráficos em linhas tracejadas.

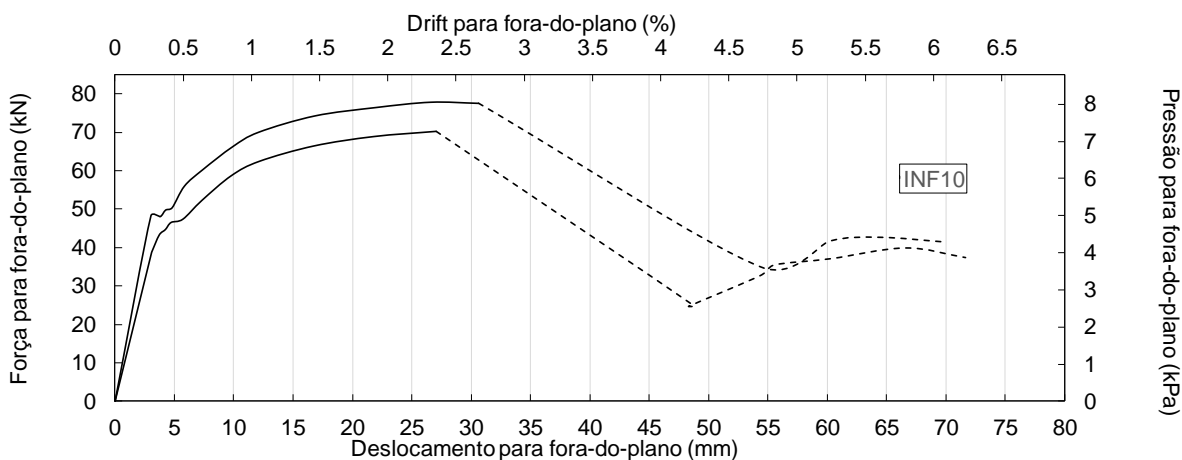


Figura 4.36 Resultados Experimentais INF10: Envoltória Força/pressão vs. Deslocamento/*drift* para fora-do-plano

Quadro 4.15 Resultados experimentais da parede INF10: Caraterização da envolvente Força-Deslocamento

Ciclo (nº)	Deslocamento para fora-do-plano (mm)	Drift para fora-do-plano (%)	Força Aplicada (kN)	Pressão para fora-do-plano (kPa)	Aceleração horizontal equivalente (%g)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0%
1	3.02	0.26	48.25	4.99	4.6%
2	3.08	0.27	38.68	4.00	3.7%
3	3.13	0.27	39.09	4.05	3.7%
4	3.79	0.33	48.00	4.97	4.6%
5	3.72	0.32	43.28	4.48	4.1%
6	4.26	0.37	49.75	5.15	4.7%
7	4.24	0.37	44.68	4.63	4.3%
8	4.81	0.42	50.35	5.21	4.8%
9	4.72	0.41	46.53	4.82	4.4%
10	5.84	0.51	55.96	5.79	5.3%
11	5.71	0.50	47.37	4.90	4.5%
12	7.36	0.64	60.17	6.23	5.7%
13	7.31	0.64	52.24	5.41	5.0%
14	9.89	0.86	66.17	6.85	6.3%
15	9.80	0.85	58.70	6.08	5.6%
16	12.10	1.05	69.98	7.24	6.7%
17	12.17	1.06	62.44	6.46	6.0%
18	16.84	1.46	74.22	7.68	7.1%
19	16.75	1.46	66.42	6.88	6.3%
20	21.96	1.91	76.39	7.91	7.3%
21	21.79	1.89	68.87	7.13	6.6%
22	26.59	2.31	77.77	8.05	7.4%
23	27.06	2.35	70.23	7.27	6.7%
24c	30.62	2.66	77.48	8.02	7.4%
25	48.76	4.24	25.01	2.59	2.4%
26	48.33	4.20	24.77	2.56	2.4%
27	54.43	4.73	35.01	3.62	3.3%
28	54.39	4.73	32.77	3.39	3.1%
29	55.56	4.83	35.52	3.68	3.4%
30	60.23	5.24	41.73	4.32	4.0%
31	60.33	5.25	37.15	3.85	3.5%
32	64.43	5.60	42.71	4.42	4.1%
33	66.61	5.79	39.94	4.13	3.8%
34	70.15	6.10	41.44	4.29	4.0%
35	71.69	6.23	37.44	3.88	3.6%

4.3.3 PERFIS DE DESLOCAMENTOS

Para melhor se perceber de que forma o painel se desloca para fora-do-plano, foram elaborados perfis de deslocamentos em altura, em diferentes alinhamentos verticais da parede, e perfis de deslocamentos horizontais, ao longo do comprimento do painel, onde se dispuseram os transdutores.

Nesta secção, e para cada uma das paredes, inclui-se, o Quadro 4.16, Quadro 4.17 e Quadro 4.18, com os valores de deslocamentos registados pelos transdutores, para diferentes níveis de força obtidos até à rotura do painel.

Estes quadros servem de apoio e permitiram a elaboração dos perfis que se encontram esquematizados na Figura 4.37, Figura 4.38 e na Figura 4.39.

Nas mesmas figuras inclui-se uma imagem com a disposição dos *LVDT* e os seus alinhamentos, que se denominaram, igualmente para os três painéis, por *H1*, *H2* e *H3* (alinhamentos horizontais) e *V1*, *V2* e *V3* (alinhamentos verticais).

4.3.3.1 Perfis de Deslocamentos – Parede INF08

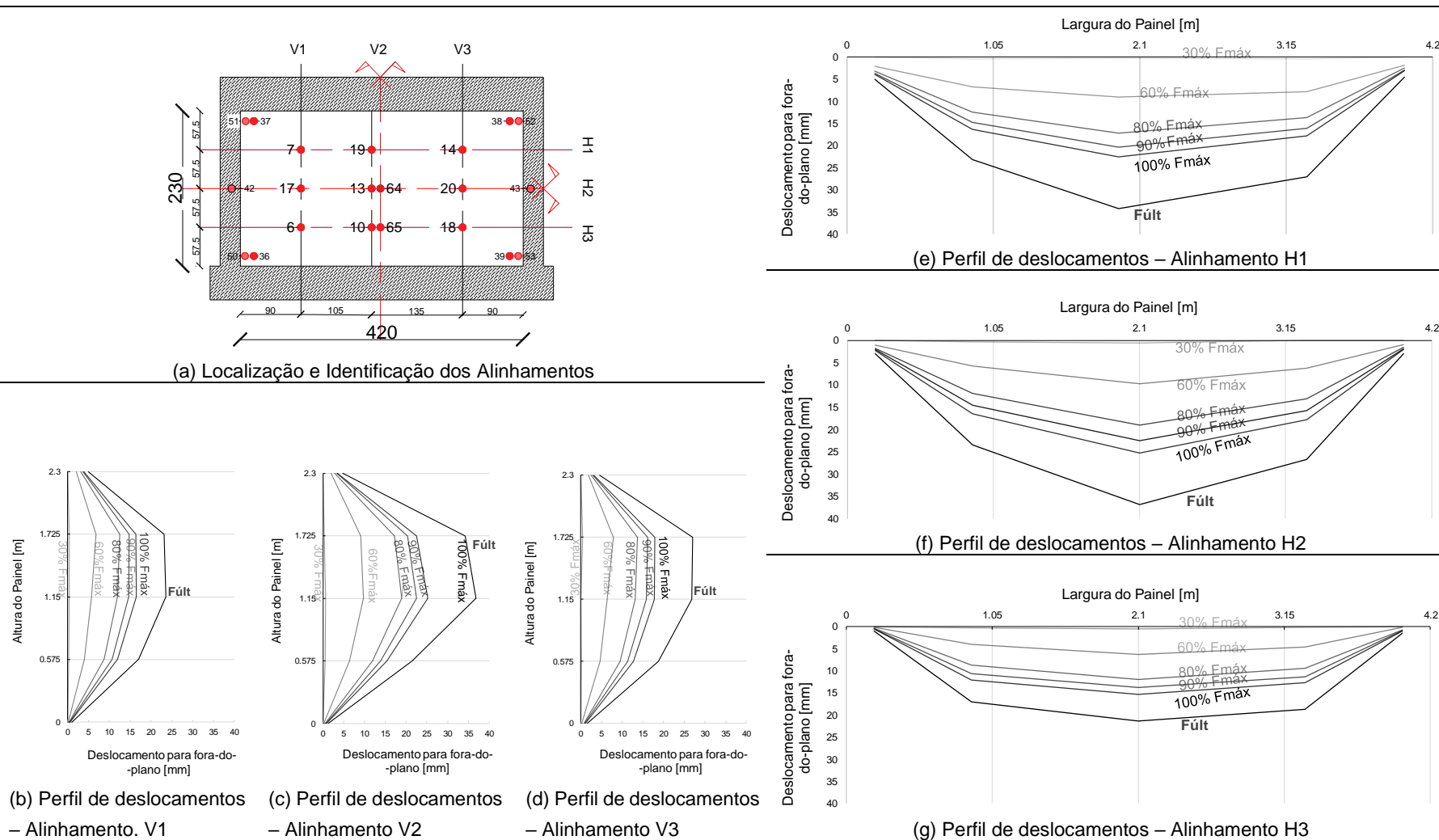
Para o painel INF08, definiu-se que se registariam os deslocamentos para fora-do-plano correspondentes a 30%, 60%, 80% e 90% e 100% da força máxima, e à força de rotura do painel.

Quadro 4.16 Deslocamentos para fora-do-plano, registados pelos sensores localizados em cada alinhamento vertical, para os diferentes níveis de força considerados

Alinhamento	Altura (m)	Identificação do transdutor	30% F _{máx}	60% F _{máx}	80% F _{máx}	90% F _{máx}	F _{máx}	F _{últ}
Alinhamento esquerdo (V1)	2.2	37*	0.00	2.10	3.16	3.71	3.89	5.00
	1.725	7	0.39	6.77	12.49	14.73	16.40	23.17
	1.15	17	0.39	5.77	11.93	14.62	16.50	23.54
	0.575	6	0.27	3.96	8.69	10.63	12.01	17.01
	0.1	36*	0.00	0.13	0.35	0.47	0.55	1.02
Alinhamento Central (V2)	1.725	9	0.34	9.03	17.18	20.36	22.56	34.25
	1.15	64	0.62	9.78	18.97	22.55	25.24	36.84
	0.575	65	0.48	6.34	11.92	13.81	15.35	21.39
Alinhamento direito (V3)	2.2	38*	0.00	1.83	2.47	2.91	3.08	4.52
	1.725	14	0.43	7.83	13.69	16.11	17.82	27.06
	1.15	20	0.04	6.31	13.08	15.83	17.81	26.76
	0.575	18	0.14	4.60	9.43	11.32	12.71	18.69
	0.1	39*	0.00	0.18	0.71	0.91	1.03	1.51

*dada a ausência de transdutores, nos alinhamentos, junto ao bordo do painel, utilizaram-se os registos dos transdutores mais próximos, dos cantos. Na elaboração dos perfis do alinhamento V2 considerou-se um valor médio entre eles.

Figura 4.37 Perfis de deslocamentos Horizontais e Verticais - Painel INF08



4.3.3.2 Perfis de Deslocamentos – Parede INF09

Na parede INF09, assim como nas restantes, consideram-se três alinhamentos verticais, um à esquerda, um central e um à direita, assinalados na Figura 4.38 (a). Na mesma figura pode também observar-se que os transdutores se encontram dispostos uniformemente no seu alinhamento, isto é, cada um à distância de 0,575m do outro LVDT ou da extremidade do painel, dividindo horizontalmente a parede em quatro partes. No alinhamento central, V2, dispõe-se de informação proveniente de três pontos do painel (LVDT 9, 64 e 65). Com o alinhamento à esquerda, H1, pode elaborar-se um perfil com cinco referências, correspondentes aos LVDT 37, 7, 17, 6 e 36. À direita, têm-se os valores de deslocamentos registados pelos LVDT 38, 14, 20, 18 e 39.

De acordo com o que acima foi exposto estão então catalogados no Quadro 4.17 os valores dos deslocamentos registados.

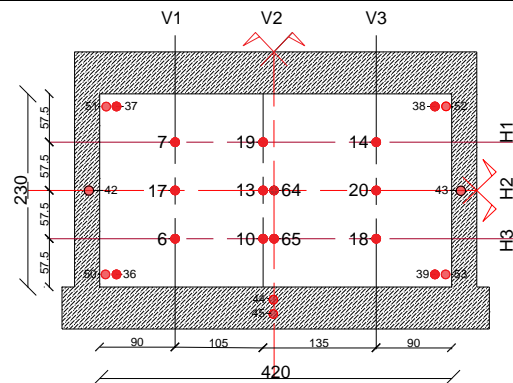
Quadro 4.17 Deslocamentos para fora-do-plano, registados pelos sensores localizados em cada alinhamento vertical, para os diferentes níveis de força considerados

Alinhamento	Altura (m)	Identificação do transdutor	30% F _{máx}	60% F _{máx}	80% F _{máx}	90% F _{máx}	F _{máx}	F _{últ}
Alinhamento Esquerdo (V1)	0.1	37	0.002	0.009	0.262	0.413	1.102	1.145
	0,575	7	0.788	1.166	5.023	7.323	13.954	14.369
	1,15	17	0.864	1.252	6.793	9.925	18.212	18.635
	1,725	6	0.684	1.061	5.860	8.758	16.426	16.923
	2,2*	36	0.002	0.000	0.542	0.881	1.988	2.103
Alinhamento Central (V2)	0,575	9	0.809	1.303	7.762	12.581	25.681	26.279
	1,15	64	1.098	1.803	9.675	14.769	29.118	29.833
	1,725	65	0.867	1.449	7.696	11.532	20.837	21.357
Alinhamento direito (V3)	0.1	38	0.002	0.003	0.346	0.333	0.591	0.681
	0,575	14	1.001	1.462	5.782	7.946	14.845	15.024
	1.15	20	0.739	1.270	7.222	10.532	19.426	19.878
	1.725	18	0.661	1.011	6.046	8.950	16.764	17.120
	2.2	39	0.000	0.018	0.571	0.970	1.854	1.879

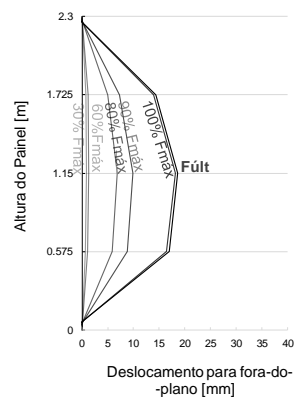
De forma análoga, foram construídos os perfis de deslocamentos horizontais, correspondentes aos três alinhamentos horizontais pelos quais estão dispostos os transdutores: o alinhamento denominado *H1*, correspondente $\frac{3}{4}$ da altura da parede, e onde se localizam os LVDT 37, 7, 9, 14 e 38; o alinhamento central, *H2*, onde foram instalados os LVDT 17, 64, 20 e o alinhamento correspondente a $H/4$ da altura do painel, *H3*, onde se fizeram uso dos transdutores números 36, 6, 65, 18 e 39. A tabela com estes registos pode ser consultada no Anexo B.

Na Figura 4.38 podem observar-se os perfis de deslocamentos horizontais e verticais correspondentes a cada alinhamento do painel.

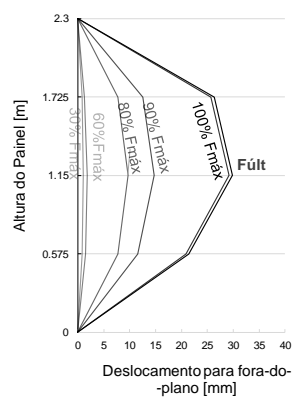
Figura 4.38 Perfis de Deslocamentos Horizontais e Verticais do Painel INF09



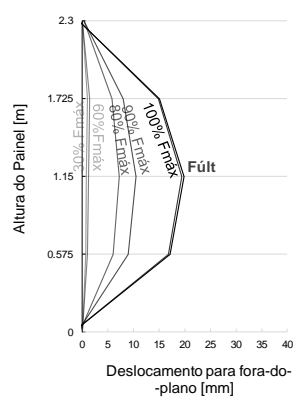
(a) Localização e Identificação dos Alinhamentos



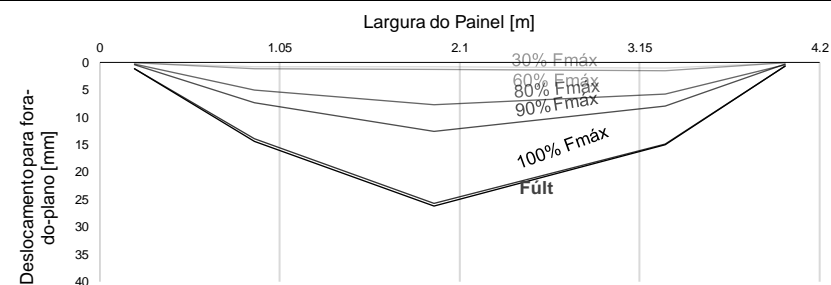
(b) Perfil de deslocamentos – Alinhamento V1



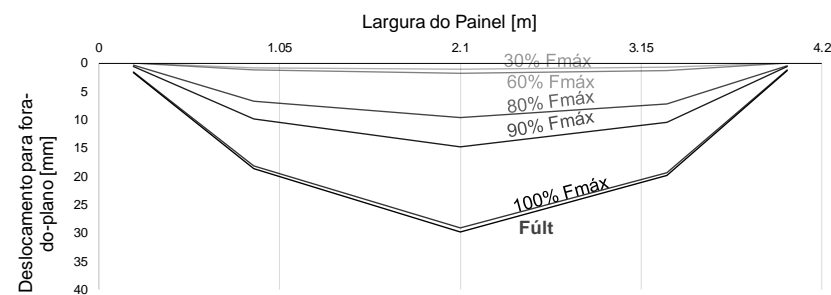
(c) Perfil de deslocamentos – Alinhamento V2



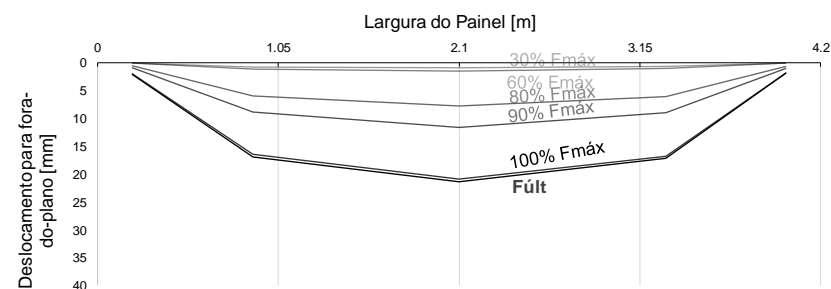
(d) Perfil de deslocamentos – Alinhamento V3



(e) Perfil de deslocamentos – Alinhamento H1



(f) Perfil de deslocamentos – Alinhamento H2



(g) Perfil de deslocamentos – Alinhamento H3

4.3.3.3 Perfis de Deslocamentos – Parede INF10

No caso da parede INF10 escolheu elaborar-se os perfis de deslocamentos para níveis de força diferentes das restantes. Logo no primeiro ciclo, para um nível de deslocamento para fora-do-plano de 3mm, atingiu-se um nível de força na ordem dos 60% da força máxima. Além disso, e como já explicado, no 24º ciclo de carregamento a parede cedeu repentinamente. Assim, representam-se os perfis de deslocamentos para 50%, 80% e 90% e 100% da força máxima, para o instante antes da cedência (F_c^-) e para o instante depois da cedência (F_c^+). A partir deste último momento apenas há registo do transdutor central, 64, e do transdutor imediatamente abaixo, 65, pelo que não serão representados nos perfis, mas que se sabe que registaram deslocamentos de, respetivamente, 71.58 e 78.87mm.

Quadro 4.18 Deslocamentos para fora-do-plano, registados pelos sensores localizados em cada alinhamento vertical, para os diferentes níveis de força considerados

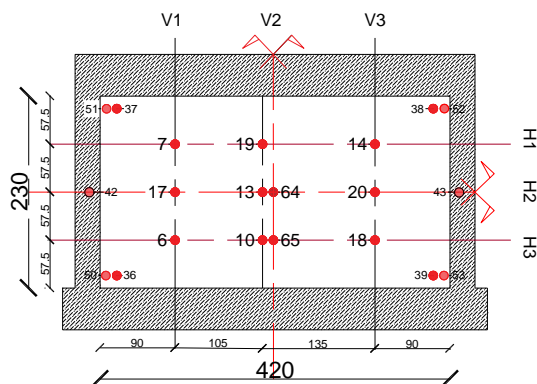
Alinhamento	Altura (m)	Identificação do transdutor	50% $F_{máx}$	80% $F_{máx}$	90% $F_{máx}$	$F_{máx}$	F_{ced-}	F_{ced+}
Alinhamento Esquerdo (V1)	0*	37	0.01	0.02	0.23	0.64	0.84	-
	0,575	7	0.24	3.56	5.18	12.23	14.24	20.77
	1,15	17	0.60	5.68	8.17	18.13	20.86	30.15
	1,725	6	0.64	4.57	6.50	14.41	16.88	31.92
	2,3*	36	0.01	0.39	0.65	1.73	2.49	-
Alinhamento Central (V2)	0,575	9	1.26	6.07	8.47	18.96	22.04	33.94
	1,15	64	1.48	8.69	12.10	26.59	30.61	48.71
	1,725	65	1.15	6.53	9.08	19.95	22.98	51.37
Alinhamento direito (V3)	0	38	0.00	0.97	1.26	3.07	2.72	-
	0,575	14	0.49	4.98	7.41	18.99	22.32	34.60
	1.15	20	0.65	7.73	10.99	24.55	28.10	40.81
	1.725	18	0.65	5.42	7.58	16.64	19.08	37.55
	2.3	39	0.00	1.18	1.70	3.56	4.22	-

De forma análoga, se criam os perfis de deslocamentos horizontais, correspondentes aos três alinhamentos horizontais pelos quais estão dispostos os transdutores: o alinhamento denominado *H1*, correspondente ao quarto superior da parede, onde se localizam os LVDT “37”, 7, 9, 14 e 38, o alinhamento central, *H2*, onde foram instalados os LVDT 17, 64, 20 e o alinhamento *H3*, correspondente a H/4 da altura do painel, onde se fizeram uso dos transdutores números 36, 6, 65, 18 e 39. A tabela com estes registos pode ser consultada no Anexo B.

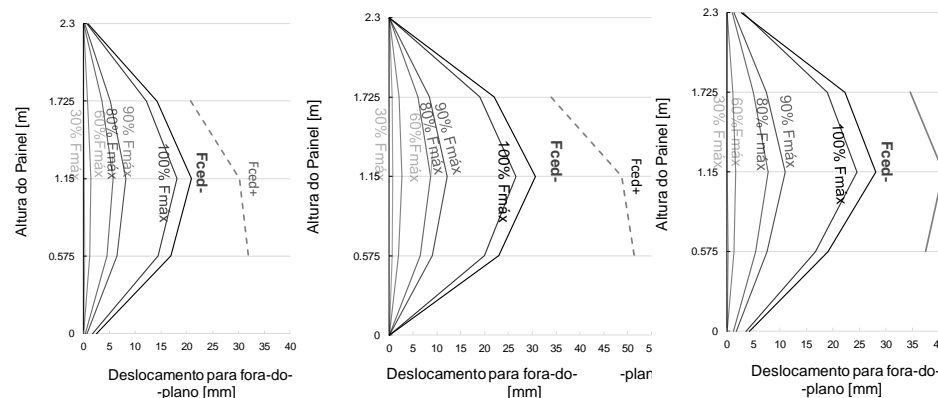
Na Figura 4.39 podem, então, observar-se os perfis de deslocamentos horizontais e verticais correspondentes a cada alinhamento do painel.

Figura 4.39 Perfis de Deslocamentos Horizontais e Verticais do Pannel INF10

(a) Localização e Identificação dos Alinhamentos



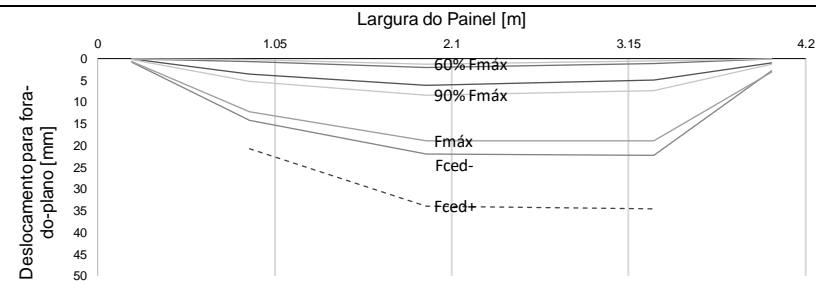
(a) Localização e Identificação dos alinhamentos



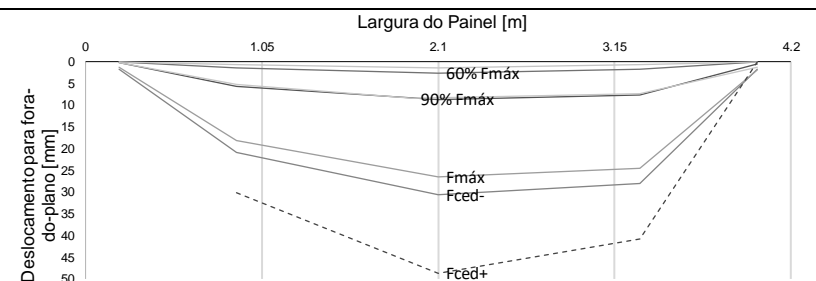
(b) Perfil de deslocamentos – Alinhamento V1

(c) Perfil de deslocamentos – Alinhamento V2

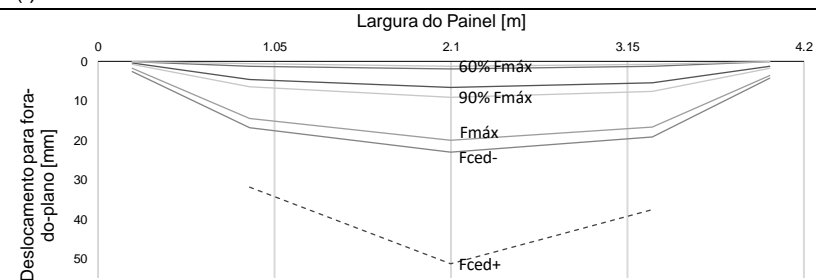
(d) Perfil de deslocamentos – Alinhamento V3



(e) Perfil de deslocamentos – Alinhamento H1



(f) Perfil de deslocamentos – Alinhamento H2



(g) Perfil de deslocamentos – Alinhamento H3

4.3.4 DISSIPACÃO DE ENERGIA

4.3.4.1 Conceitos-Base

A dissipação de energia é um dos parâmetros para avaliar o amortecimento da estrutura, e consequente capacidade de resistir a um evento sísmico [34].

Nas estruturas, o amortecimento e a perda de energia são causados por uma variedade de factores, e identificar um modelo matemático pode ser complexo. No entanto, é comum usar-se o conceito de *amortecimento equivalente*, numa abordagem simplificada, considerando que a estrutura se comporta como um elemento viscoelástico [35].

Na Figura 4.40 representam-se esquematicamente dois modelos da relação força-deslocamento obtida por um elemento submetido a um carregamento cíclico. Como indica a figura, a área no interior de cada histerese representa a energia dissipada por ciclo, que, por sua vez, pode ser facilmente calculada pelo integral do produto entre a força e o deslocamento, $E_d = \int_{x_i}^{x_f} F(x) \times d(x)$. A energia armazenada (linear) é dada pela área dentro do triângulo.

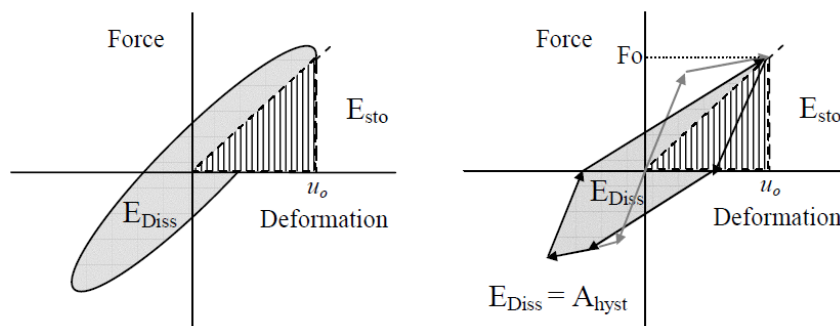


Figura 4.40 Dissipação de energia por ciclo [36]

A energia dissipada em cada ciclo i pode ainda ser convertida para o coeficiente de amortecimento histerético equivalente, dado pela Equação 4.1 [34, 37, 38], de onde F_0 e u_0 correspondem aos valores de força e deslocamento máximos nesse ciclo.

$$\xi_{hist,i} = \frac{E_{Diss}}{2\pi F_0 u_0} = \frac{E_{Diss}}{4\pi E_{sto}} \quad \text{Equação 4.1}$$

Em procedimentos experimentais, a resposta histerética não é perfeitamente simétrica, e o ciclo nem sempre se fecha. Como se pode observar na Figura 4.41, correspondente ao 13º ciclo de solicitação da parede *INF08*, a relação força-deslocamento efetuou, com o decorrer do ensaio, uma translação considerável desde a origem. Assim, nas próximas secções, o valor do coeficiente de amortecimento equivalente por ciclo de cada painel foi calculado de acordo com a Equação 4.2.

Para cada painel, é apresentado um quadro (Quadros 4.19, 4.20 e 4.21) onde está registado, para cada ciclo, o valor da energia dissipada, nas unidades $kN.mm$ (ou J), assim como o seu valor acumulado, e, de acordo com a Equação 4.3, o coeficiente de amortecimento equivalente. As imagens que acompanham os quadros (Figuras 4.42, 4.44 e 4.46) permitem, além da percepção visual da quantidade

de energia dissipada por ciclo, que se identifiquem ciclos mais ou menos regulares, constituindo, assim, um elemento de contraponto aos resultados numéricos.

A evolução da energia dissipada por ciclo, do respetivo coeficiente equivalente, e a energia dissipada acumulada com o decorrer do ensaio são também representadas graficamente, para cada um dos painéis.

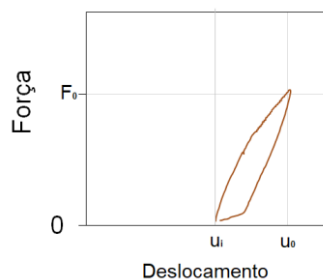


Figura 4.41 Ciclo de solicitação experimental

$$\xi_{hist,i} = \frac{E_{Diss}}{2\pi F_0(u_0 - u_i)} \quad \text{Equação 4.2}$$

4.3.4.2 Dissipação de Energia - INF08

No Quadro 4.19 apresenta-se, para cada ciclo, o valor da força e deslocamento máximos, energia dissipada e energia dissipada acumulada, e, por fim, o coeficiente de amortecimento histerético, de acordo com a Equação 4.2. A Figura 4.42 regista as configurações de cada ciclo.

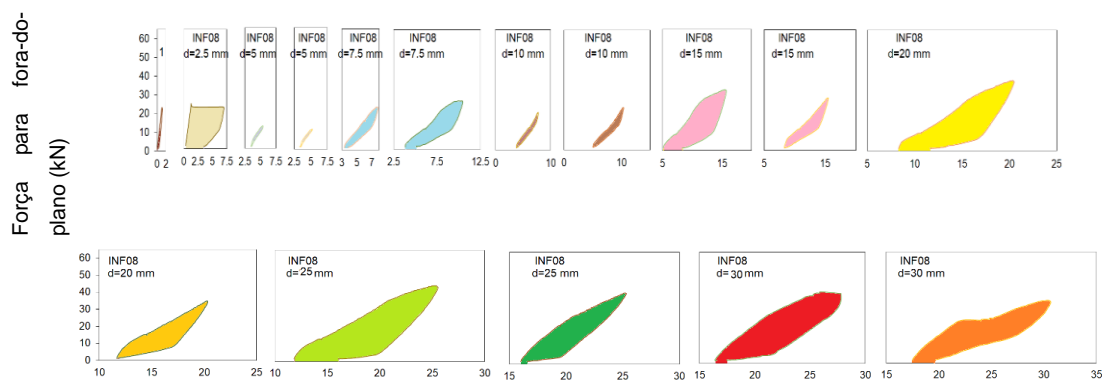


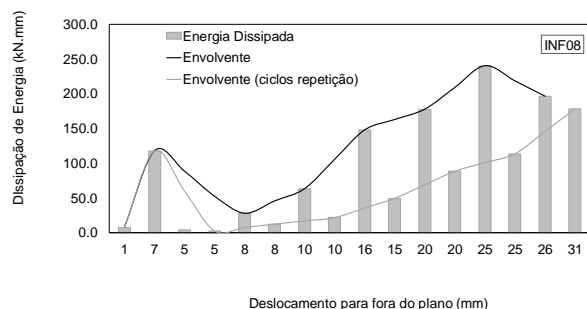
Figura 4.42 Resultados experimentais INF08: Energia Dissipada por Ciclo

A representação da energia dissipada por ciclo consta na Figura 4.43. Na mesma figura está marcada a sua envolvente, através da qual se percebe o incremento da energia dissipada com o decorrer da deformação. O dano sofrido pela parede INF08 no segundo ciclo, está marcado por um aumento abrupto do nível de dissipação energia, que, posteriormente, continua a crescer suavemente. O 13º ciclo corresponde ao nível de força máxima. A energia dissipada no ciclo seguinte é menor, e, no ciclo 17, que não foi marcado no gráfico, deu-se a rotura do painel. Nesse último ciclo, o painel não teve

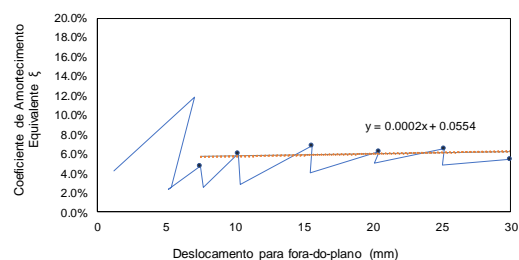
capacidade de recuperação, e de assim completar a histerese, no entanto, estima-se que a perda de energia nesse último ciclo tenha sido superior a 450 kN.mm. A Figura 4.43 marca a evolução do coeficiente de amortecimento equivalente por histerese, $\zeta_{eq,hist.}$, calculado de acordo com a Eq. 4.2.

Quadro 4.19 Resultados Experimentais INF08: Energia Dissipada e coef. de amortecimento equivalente

Ciclo (nº)	Desl.Alvo (mm)	u_i (mm)	Desl. máx (mm)	F _{máx} (kN)	Ediss. (kN.mm)	Ediss.Acum (kN.mm)	ζ_{eq} (%)
1	1	0	1.2	22.54	7.2	7.2	4.3%
2	2.5	0	7.03	22.51	117.5	124.7	11.8%
3	5	3.5	5.39	11.97	3.6	128.3	2.5%
4	5	3.5	5.18	9.87	2.4	130.7	2.3%
5	7.5	3.5	7.5	23.05	27.5	158.2	4.8%
6	7.5	3.85	7.69	20.26	12.2	170.5	2.5%
7	10	3.85	10.23	26.18	63.0	233.5	6.0%
8	10	5	10.36	22.51	21.6	255.0	2.8%
9	15	5	15.63	32.48	147.6	402.6	6.8%
10	15	8.5	15.43	28.23	49.4	451.9	4.0%
11	20	8.5	20.44	37.67	177.5	629.4	6.3%
12	20	12	20.13	34.55	88.3	717.7	5.0%
13	25	12	25.2	44.33	240.0	957.7	6.5%
14	25	16	25.06	41.11	113.4	1071	4.8%
15	30	16	25.85	40.97	196.0	1267	7.7%
16	30	18	30.61	35.67	178.0	1445	6.3%



(a)



(b)

Figura 4.43 Resultados Experimentais INF08: (a) Energia dissipada por ciclo (b) Coeficiente de amortecimento equivalente por ciclo

4.3.4.3 Dissipação de Energia - INF09

No Quadro 4.20 apresentam-se, para cada ciclo, o valor da força e deslocamento máximos, a energia dissipada e energia dissipada acumulada, e o coeficiente de amortecimento de acordo com a Equação 4.2. Na Figura 4.44 pode ver-se o aspeto e dimensão de cada ciclo.

Quadro 4.20 Resultados Experimentais INF09: Energia Dissipada

Ciclo (nº)	Desl.Alvo (mm)	u_i (mm)	Desl. máx (mm)	Fmáx (kN)	Ediss. (kN.mm)	Ediss.Acum. (kN.mm)	ξ_{eq} (%)
1	1	0	1.21	26.17	5.41	5.4	2.7%
2	2.5	0	2.81	44.25	128.4	133.8	16.4%
3	5	3	5.2	39.18	25.6	159.3	4.7%
4	5	3	5.2	37.13	15.0	174.3	2.9%
5	7.5	4	7.22	46.21	85.7	260.0	9.2%
6	7.5	4	8.2	45.59	49.9	309.9	4.2%
7	10	5	9.68	49.6	95.0	405.0	6.5%
8	10	5	10.07	44.38	38.1	443.0	2.7%
9	15	8	14.77	54.3	217.4	660.4	9.4%
10	15	8	14.77	49.32	65.7	726.2	3.1%
11	20	10	17.49	55.7	222.5	948.6	8.5%
12	20	10	19.69	52.84	100.1	1049	3.1%
13	25	14	24.35	60.74	292.2	1341	7.4%
14	25	14	24.42	55.06	128.8	1470	3.6%

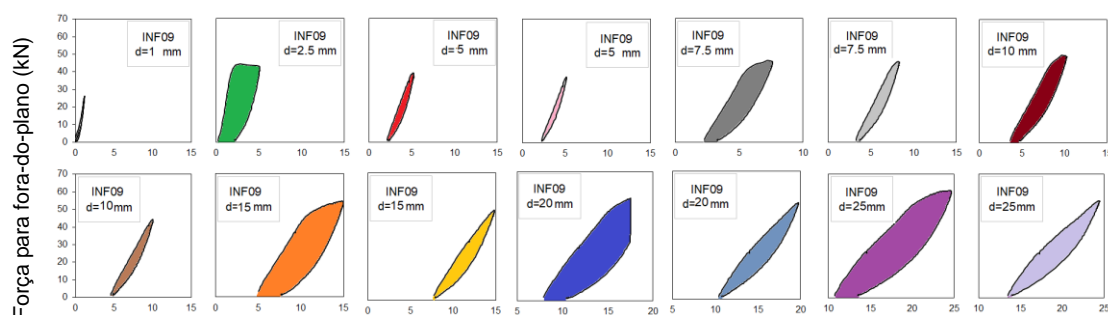


Figura 4.44 Resultados experimentais INF09: Energia dissipada por ciclo

Na Figura 4.45 (a) e (b) encontram-se, respetivamente, a representação gráfica da evolução da quantidade de energia dissipada e o coeficiente de amortecimento equivalente, por ciclo.

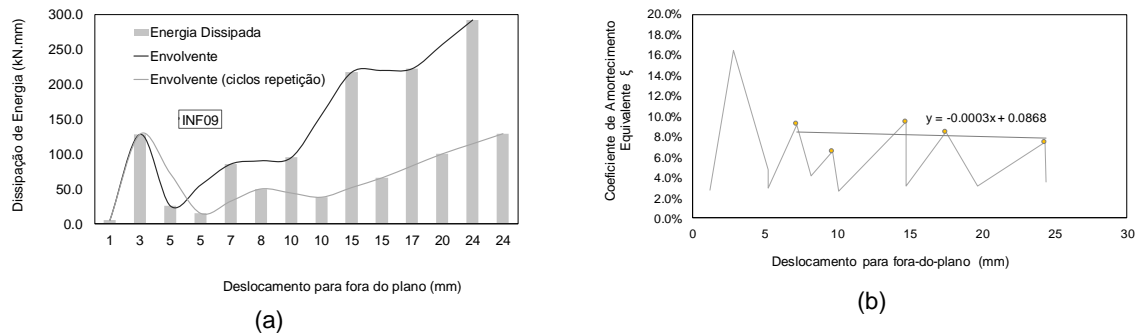


Figura 4.45 Resultados Experimentais INF09: (a) Energia dissipada por ciclo (b) Coeficiente de amortecimento equivalente por ciclo

4.3.4.4 Dissipação de Energia – INF10

Na Figura 4.46 e no Quadro 4.21 apresentam-se os resultados relativos à energia dissipada e coeficiente de amortecimento por ciclo da parede INF10.

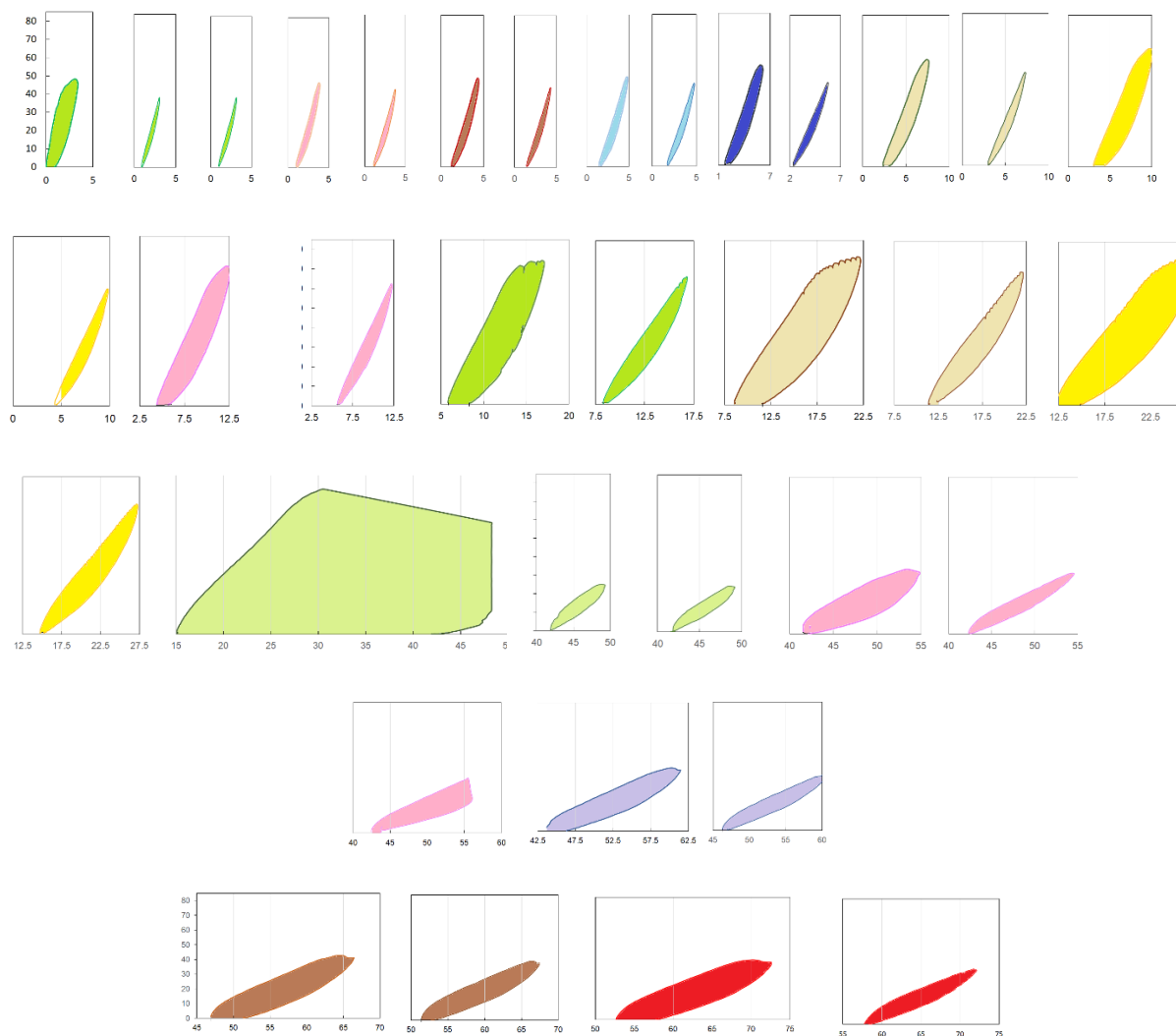


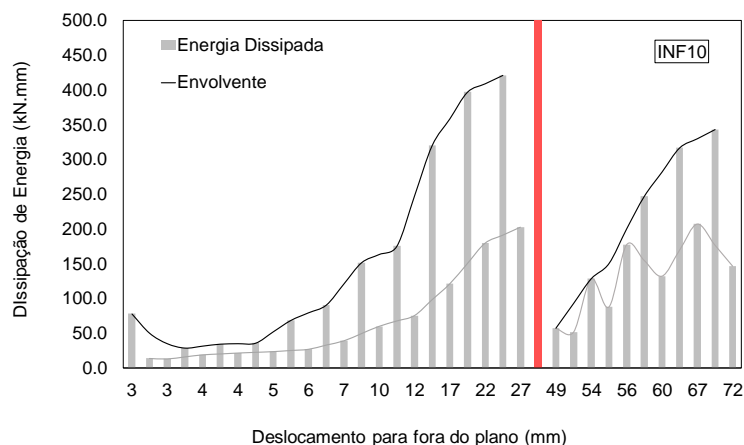
Figura 4.46 Resultados experimentais INF10: Energia Dissipada por Ciclo

Quadro 4.21 Resultados Experimentais INF10: Energia Dissipada

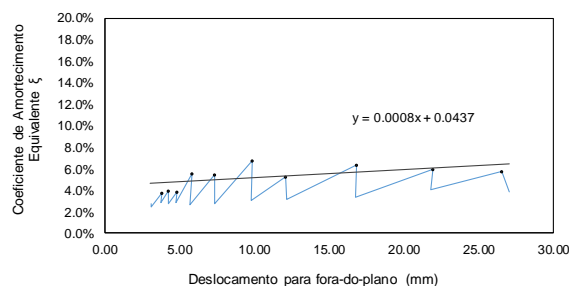
Ciclo (nº)	Desl. Alvo (mm)	u _i (mm)	Desl.máx (mm)	F _{máx} (kN)	Ediss. (kN.mm)	Ediss.Acum. (kN.mm)	ζ _{eq} (%)
1.0	0.5	0	3.0	48.2	77.8	78	8.5%
2.0	1.0	1	3.1	38.7	13.7	91	2.7%
3.0	1.0	1	3.1	39.1	12.9	104	2.5%
4.0	1.5	1	3.8	48.0	28.7	133	3.8%
5.0	1.5	1.25	3.7	43.3	18.8	152	2.8%
6.0	2.5	1.25	4.3	49.7	34.4	186	4.0%
7.0	2.5	1.50	4.2	44.7	21.4	208	2.8%
8.0	3.5	1.50	4.8	50.3	35.7	243	3.9%
9.0	3.5	1.90	4.7	46.5	23.5	267	2.8%
10.0	5.0	1.90	5.8	56.0	68.5	335	5.5%
11.0	5.0	2.3	5.7	47.4	26.8	362	2.6%
12.0	7.5	2.3	7.4	60.2	90.5	453	5.5%
13.0	7.5	3	7.3	52.2	38.9	492	2.8%
14.0	10.0	3	9.9	66.2	151.6	643	6.8%
15.0	10.0	4.5	9.8	58.7	59.9	703	3.1%
16.0	12.5	4.5	12.1	70.0	175.3	878	5.2%
17.0	12.5	4.5	12.2	62.4	75.3	954	3.1%
18.0	15.0	6	16.8	74.2	320.3	1274	6.3%
19.0	15.0	6	16.8	66.4	120.9	1395	3.3%
20.0	20.0	8	22.0	76.4	397.1	1792	5.9%
21.0	20.0	8	21.8	68.9	179.4	1971	4.0%
22.0	25.0	11.5	26.6	77.8	421.3	2393	5.7%
23.0	25.0	11.5	27.1	70.2	202.5	2595	3.8%
24.0	30.0	15	30.6	77.5	2145.0	4842	28.2%
25.0	30.0	42	48.8	25.0	56.9	4899	5.4%
26.0	50.0	42	48.3	24.8	51.5	4950	5.2%
27.0	50.0	42	54.4	35.0	128.2	5079	4.7%
28.0	55.0	42	54.4	32.8	87.7	5166	3.4%
29.0	55.0	42	55.6	35.5	177.4	5344	5.9%
30.0	60.0	45	60.2	41.7	247.0	5591	1.6%
31.0	60.0	45	60.3	37.2	132.1	5723	0.9%
32.0	65.0	47	64.4	42.7	316.8	6040	1.8%
33.0	65.0	50	66.6	39.9	207.2	6247	1.2%
34.0	70.0	53	70.2	41.4	343.2	6590	1.9%
35.0	70.0	58	71.7	37.4	146.7	6737	0.9%

Na Figura 4.47 (a) está a representação gráfica da evolução da energia dissipada com o decorrer do ensaio. No ciclo nº 24 a parede cedeu, tendo dissipado um nível de energia superior a 2145 kN.mm. Na figura, esse ponto está representado a vermelho. No total, o painel teve capacidade para 6736 kN.mm de energia, sendo que 70% desse valor foi perdido antes do ponto de cedência.

Na Figura 4.47 (b) está representada a evolução do coeficiente de amortecimento equivalente.



(a)



(b)

Figura 4.47 Resultados Experimentais INF09: (a) Energia dissipada por ciclo (b) Coeficiente de amortecimento equivalente por ciclo

4.3.5 RIGIDEZ SECANTE

4.3.5.1 Conceitos-Base

Quando submetidos a ações cíclicas, é normal que os sistemas estruturais exibam algum nível de degradação de rigidez, comumente resultado da fissuração, perda de ligações, ou interações com altos níveis de esforço axial ou transverso. O nível de degradação da rigidez dependerá de fatores relacionados com as características da estrutura (propriedades dos materiais, geometria, tipo de conexões) e com o carregamento (intensidade de cada ciclo, sequência dos ciclos), tal como nas estruturas de betão armado [39].

A avaliação da degradação da rigidez, como sugere a Figura 4.48, pode executar-se comparando a rigidez secante em cada ciclo, relativamente ao seu pico, K_s^i e K_s^{i+1} [37] [40].

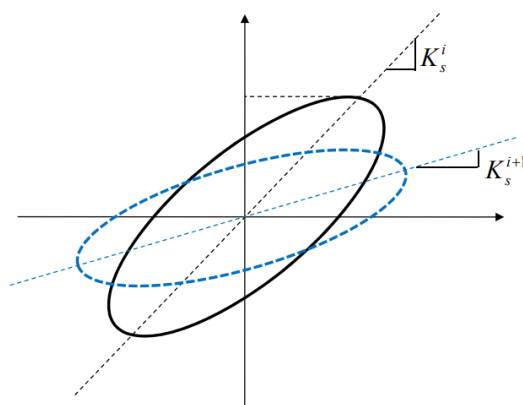


Figura 4.48 Degradação da Rigidez “Peak to Peak” – adaptado de (Rodrigues 2012)

4.3.5.2 Degradação da Rigidez – INF08

Para o cálculo da degradação da rigidez consideraram-se apenas os “ciclos de pico”, isto é, o ciclo inicial para cada imposição de deslocamento, cuja numeração está identificada na secção 4.3.2.2. Na Figura 4.49 (a) apresentam-se os troços ascendentes de cada ciclo, deslocados para uma origem comum. Nesta disposição, facilmente se percebe a diminuição de inclinação entre eles, com o decorrer da história de carga. Na Figura 4.49 (b) estão representadas as retas secantes de cada um dos ciclos principais, de acordo com o exposto em 4.3.5.1.

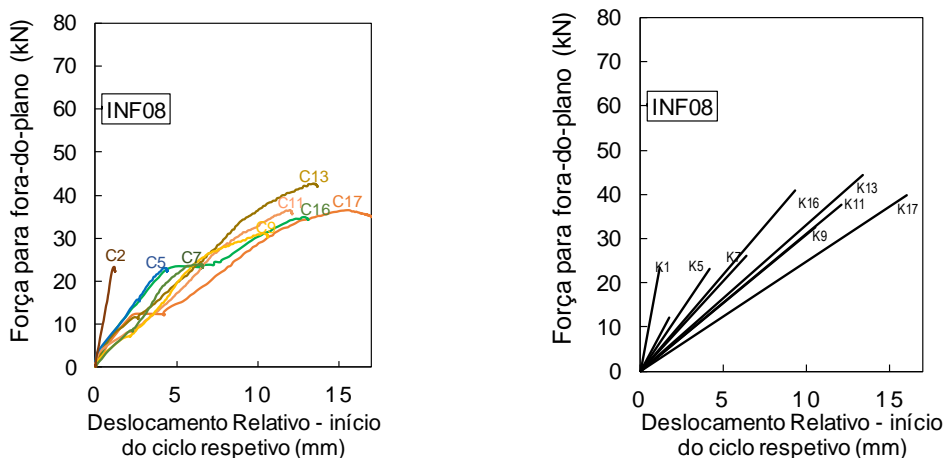


Figura 4.49 Rigidez Secante (a) Fases ascendentes dos ciclos principais (b) Retas secantes correspondentes

No Quadro 4.22 apresentam-se, para cada ciclo identificado, os resultados da rigidez secante, que no primeiro ciclo, começou com um valor inicial, K_0 , de 20322 kN/m. Assim, no mesmo quadro apresentam-se os valores para o quociente K_i/K_0 , que quantificam a porção de rigidez secante que foi sendo mantida com o decorrer do ensaio.

Quadro 4.22 Resultados Experimentais INF08: Degradação da Rigidez e sua envolvente

Ciclo (nº)	Desl. (mm)	Rigidez K (kN/m)	K_i/K_0 (%)
1	1	20322	100
5	7.5	5349	26
7	10	3851	19
9	15	3120	15
11	20	3089	15
13	25	3162	16
16	30	2782	14

A representação gráfica da envolvente da degradação da rigidez encontra-se ilustrada na

Figura 4.50. Nela facilmente se percebe a repentina perda de rigidez correspondente ao ponto de deslocamento 7.5 mm, seguida de valores a tender para zero, que, realmente, indicam a proximidade do colapso da parede.

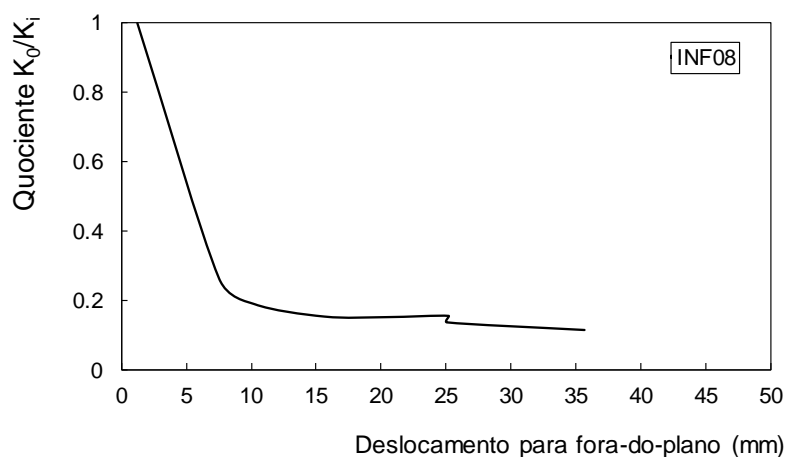


Figura 4.50 Resultados Experimentais INF08: Rigidez secante ao longo do ensaio

4.3.5.3 Degradação da Rigidez – INF09

De modo a avaliar a degradação de rigidez com o decorrer do ensaio, quantificou-se, para a parede *INF09*, a rigidez para cada ciclo principal de deslocamentos, cuja numeração está identificada na secção 4.3.2.3.

Assim como na secção anterior, apresentam-se na Figura 4.51 as frações ascendentes de cada ciclo principal e as respetivas retas secantes.

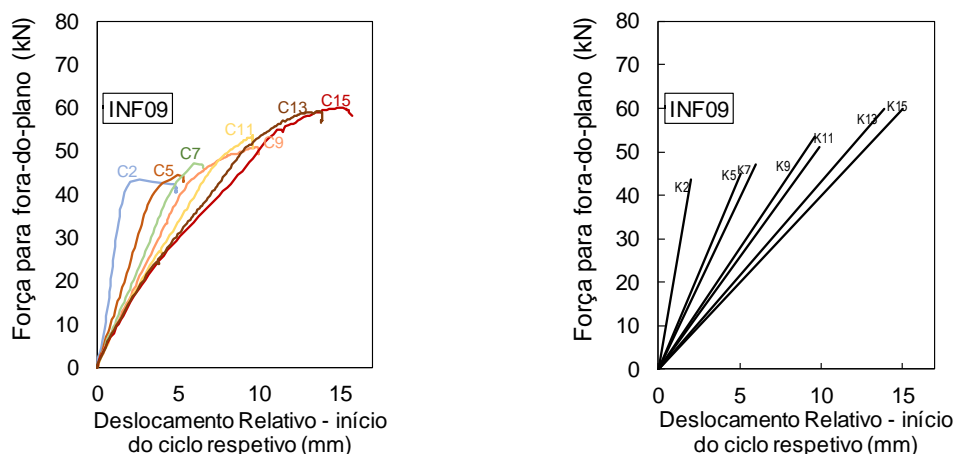


Figura 4.51 Rigidez Secante INF09 (a) Fases ascendentes dos ciclos principais (b) Retas secantes correspondentes

No Quadro 4.23 apresenta-se, para cada ciclo identificado, a rigidez secante e a sua degradação ao longo dos ciclos. A rigidez correspondente ao primeiro ciclo, começou com um valor inicial, K_i , de 21850 kN/m.

Quadro 4.23 Resultados Experimentais INF09: Degradação da Rigidez e sua envolvente

Ciclo (n.º)	Desl. (mm)	Rigidez K (kN/m)	K_0/K_i (%)
1	1	21850	100
5	7.5	8876	41
7	10	7833	36
9	15	5152	24
11	20	5544	25
13	25	4304	20
15	30	4000	18

Figura 4.52 Resultados Experimentais INF09: Rigidez secante ao longo do ensaio

Na Figura 4.53 está representada a degradação de rigidez da parede INF09. Em relação ao painel anterior, a degradação foi menor. Recorde-se que a INF09 se distingue da parede INF08 pelas suas melhores condições de bordo.

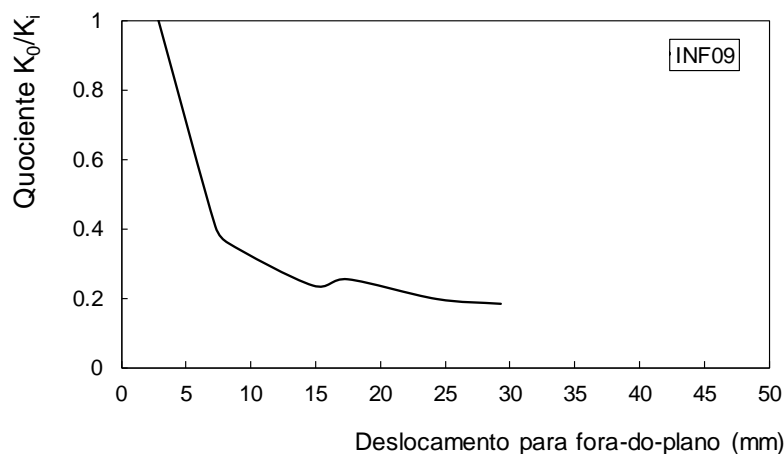


Figura 4.53 Resultados Experimentais INF09: Degradação da rigidez secante ao longo do ensaio

4.3.5.4 Degradação da Rigidez - INF10

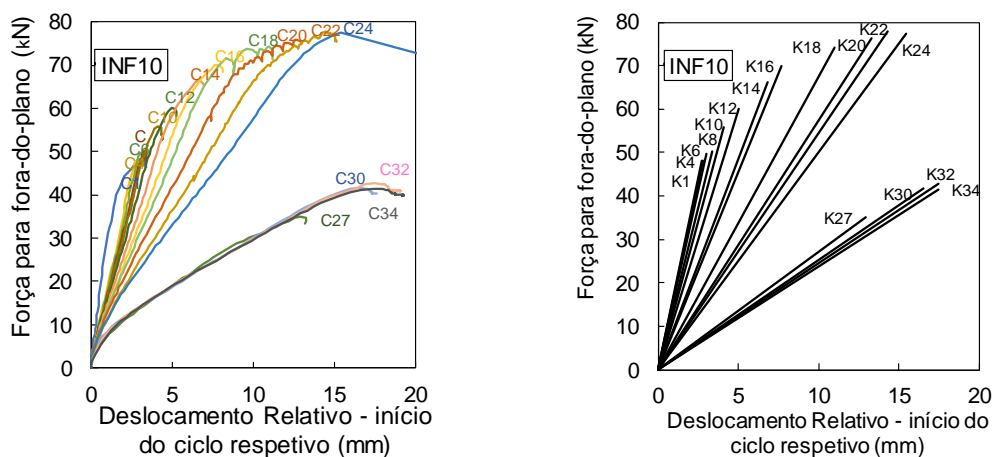


Figura 4.54 (a) Identificação dos Ciclos de Pico (b) Relação Força para fora-do-plano - Deslocamento relativo ao início do ciclo (c) Rigidez Secante relativa a cada ciclo

No Quadro 4.23 apresenta-se, para cada ciclo identificado, o cálculo da rigidez. A rigidez correspondente ao primeiro ciclo, começou com um valor inicial, K_0 , de 17732 kN/m. Note-se que no ponto em que se verificou a cedência da parede, a rigidez K_{27} toma um valor 50% inferior à anterior, K_{24} .

Quadro 4.24 Resultados Experimentais INF10: Degradação da Rigidez e sua envolvente

Ciclo (n.º)	Desl. (mm)	Rigidez K (kN/m)	K_0/K_i (%)
1	0.5	17732	100.0%
4	1.5	17133	96.6%
6	2.5	16414	92.6%
8	3.5	15090	85.1%
10	5	13630	76.9%
12	7.5	12027	67.8%
14	10	9748	55.0%
16	12.5	9137	51.5%
18	15	6776	38.2%
20	20	5745	32.4%
22	25	5443	30.7%
24	30	5019	28.3%
27	50	2712	15.3%
30	55	2521	14.2%
32	65	2442	13.8%
34	70	2377	13.4%

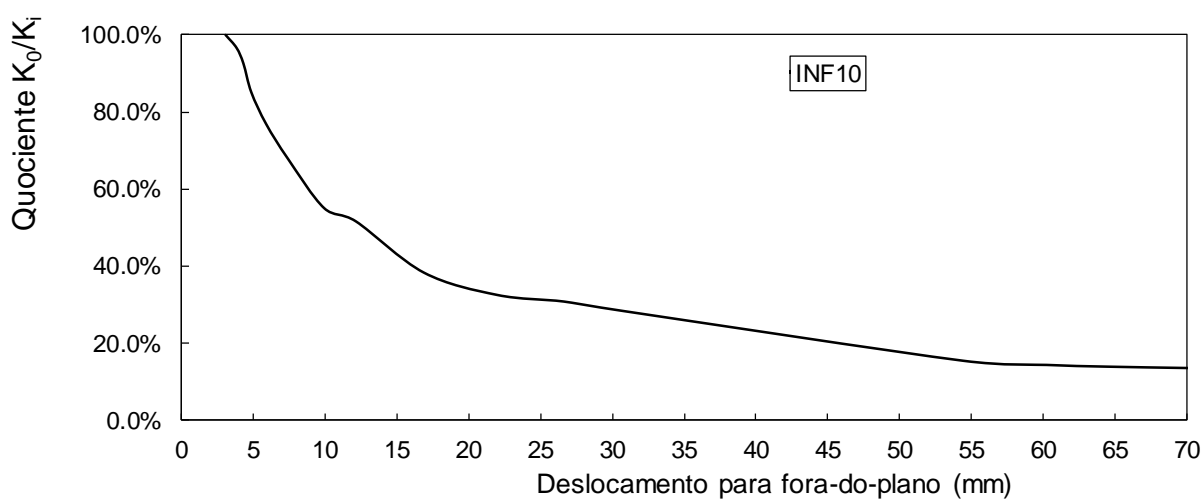


Figura 4.55 Resultados Experimentais INF10: Rigidez secante ao longo do ensaio

4.4 COMPARAÇÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO

Algumas comparações foram sendo feitas ao longo do subcapítulo anterior. Nesta secção irão ser tecidas algumas considerações finais sobre o desempenho dos três painéis.

Recorde-se que foram testados três painéis, dois deles não reforçados (INF08 e INF09), e um reforçado (INF10) com uma malha de fibra de vidro. Os dois painéis não reforçados distinguem-se pelas suas ligações ao bordo superior da viga de betão, que, no caso da INF09, a execução foi feita de modo a garantir o correto e cuidado fecho da parede.

Os resultados, no geral, corroboram o facto de a parede INF08 ser mais vulnerável, e, por outro lado, que o reforço aplicado na parede INF10 lhe facultou melhores características.

No que diz respeito à relação força-deslocamento, pode ver-se na Figura 4.56 a representação gráfica dos três painéis. A parede INF10 comportou cerca de $1.75 \times$ a força da parede mais fraca, INF08, e cerca de $1.5 \times$ vezes mais do que a média das duas não reforçadas.

Na Figura 4.57 encontram-se representadas as envolventes força-deslocamento.

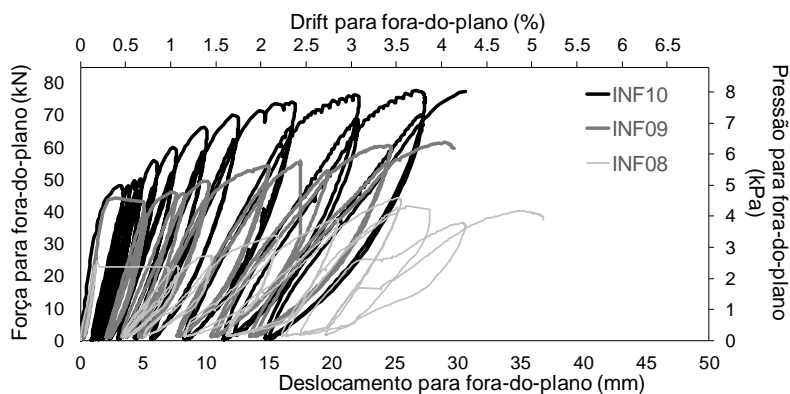


Figura 4.56 Relação força-deslocamento dos painéis INF08, INF09 e INF10

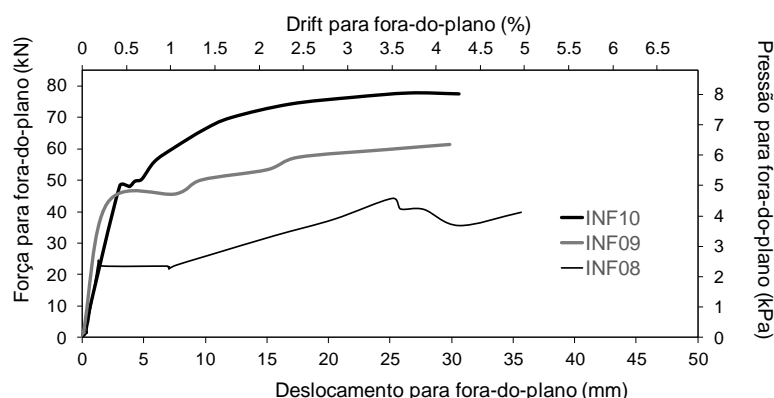


Figura 4.57 Envolvente de deslocamentos dos painéis INF08, INF09 e INF10

Como seria de esperar, a parede reforçada foi capaz de dissipar mais energia do que as paredes não reforçadas. Na Figura 4.58 representa-se, para os três painéis, a evolução da energia dissipada acumulada.

Até ao mesmo nível de deslocamento para fora-do-plano, 25 mm, as duas paredes não reforçadas dissiparam o mesmo nível de energia (~1450 kN.mm), cerca de 1.5 vezes menos o da parede INF10 (2100 kN.mm).

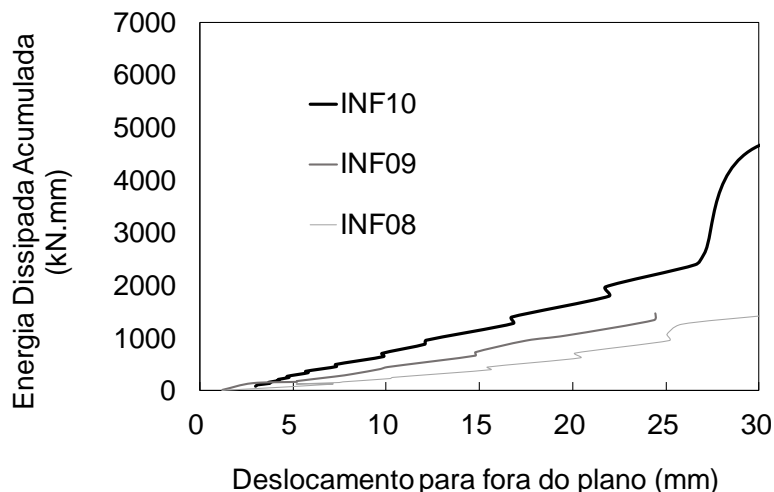


Figura 4.58 Energia Dissipada Acumulada nas paredes INF08, INF09 e INF10

Nos três painéis, o valor da energia dissipada por ciclo aumenta até um certo ponto, e decresce a partir daí, nos últimos ciclos. Em cada par de ciclos subsequentes, i.e. para igual deslocamento-alvo, e em todos os painéis, o que acontece é que é absorvida menos energia no ciclo repetição. No entanto, na parede reforçada INF10 essa diferença é mais reduzida. A Figura 4.59 mostra, para os três painéis, e para os mesmos níveis de deslocamento atingido, a relação entre o ciclo i e o ciclo subsequente (de repetição).

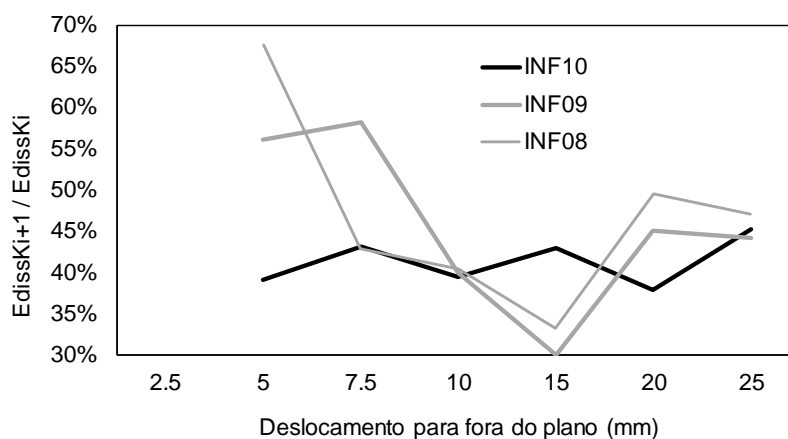


Figura 4.59 Relação da energia dissipada entre o ciclo i e o ciclo repetição

Na Figura 4.60 representam-se, lado a lado, as curvas de dissipação de energia acumulada e a degradação de rigidez. Para esta imagem, não se incluíram as perdas da parede INF10 depois do seu ponto de cedência.

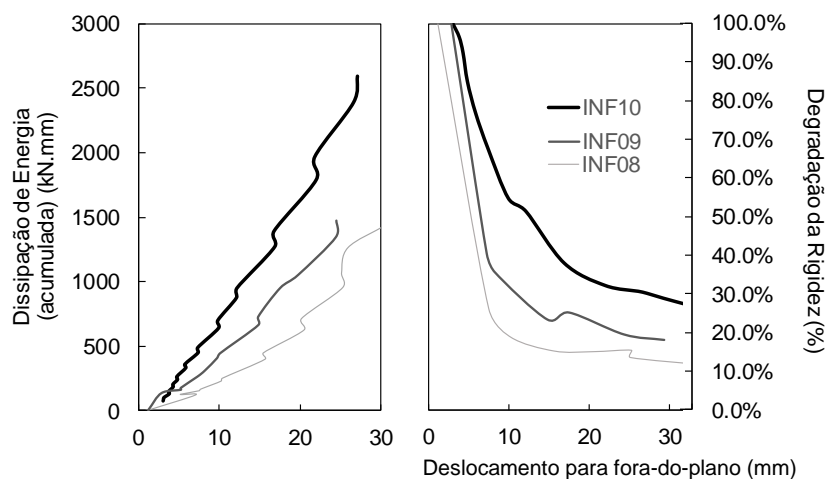


Figura 4.60 (a) Energia dissipada acumulada (b) Degradação da rigidez

Na Figura 4.61 encontram-se os perfis de deslocamentos, verticais (a) e horizontais (b), dos três painéis de alvenaria. De facto, mesmo nas solicitações impostas no ensaio depois da cedência do painel, o reforço da parede INF10 foi eficiente no sentido de impedir que o painel se destacasse do pórtico, pelo que, é de reter a sua importância na prevenção de danos materiais ou de vidas humanas que poderiam ser causados.

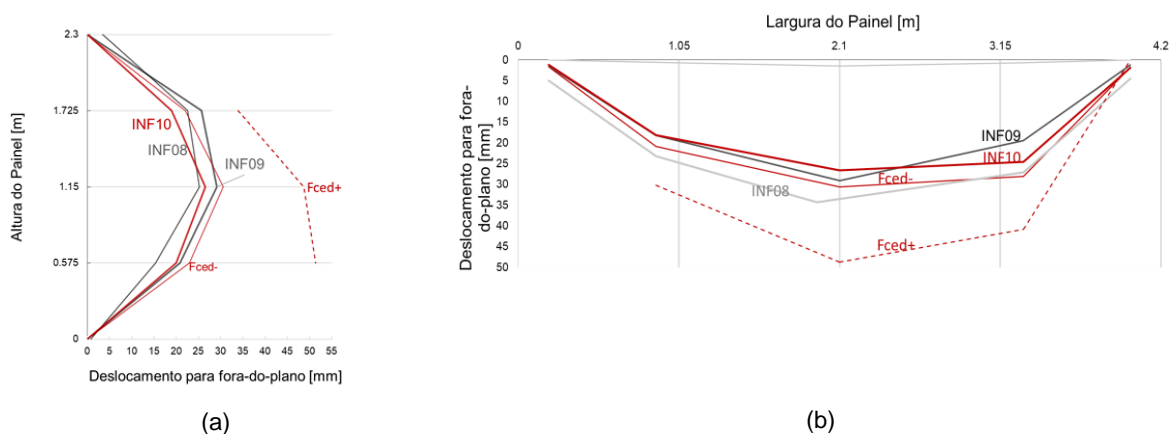


Figura 4.61 Perfis de Deslocamentos (a) Verticais (b) Horizontais

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 SUMÁRIO E CONCLUSÕES

Nest trabalho, foi descrita uma campanha experimental, realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE, que integrou um conjunto de pequenos *muretes* de alvenaria, e três painéis construídos à escala real e na qual se definiu, como objetivo principal, o estudo da efetividade de uma malha de reforço.

Na análise foram determinados os parâmetros de resposta observados nos resultados experimentais, tais como rácio de ductilidade, degradação da rigidez, energia dissipada e coeficiente de amortecimento equivalente.

No capítulo 3 descrevem-se os ensaios de flexão efectuados em muretes reforçados. Obtiveram-se, em média, ganhos de cerca de $3 \times$ de força comparativamente a muretes não reforçados. A malha *GFRP*, com melhor desempenho do que a rede *PP*, conseguiu conferir aos provetes uma maior capacidade de força, tolerando, no entanto, em alguns deles, níveis de deslocamentos semelhantes. Ao contrário do que seria ideal, muitos dos provetes romperam por corte. Assim, sublinhou-se a necessidade de identificar, no futuro, procedimentos experimentais para caraterizar o comportamento mecânico de camadas de reboco reforçadas com malhas, de modo a que o comportamento em flexão seja representado adequadamente. Considera-se que este tipo de ensaios são de grande interesse e permitem avaliar, por exemplo, diversos tipos de malhas, o que seria inviável em ensaios à escala real.

No capítulo 4 detalha os procedimentos e resultados do ensaio cíclico, para fora-do-plano, a cada uma das paredes de enchimento INF 08, INF 09 e INF10 de alvenaria simples, de tijolo furado, totalmente apoiadas, sem aplicação de esforço axial ou dano prévio.

O painel INF08 tinha a sua ligação com o pórtico comprometida, o que foi fator determinante no seu modo de rotura, e em outros parâmetros, como capacidade de dissipar energia. Esta parede desenvolveu um comportamento de *flexão 1D*, marcada por uma fenda vertical, direção perpendicular à sua ligação fraca. O colapso deu-se no 17º ciclo de carga, num nível de força de 44 kN e um deslocamento para fora do plano de 36 mm.

No caso da parede INF09, não reforçada, Dano severo foi verificado, o qual resultou no colapso completo do painel, súbito e frágil, correspondente ao 14º ciclo de carga, num nível de força de 60 kN e deslocamento para fora-do-plano de 30 mm.

O modo de rotura trilinear desenvolvido pelo painel é outra observação que pode ser tecida, e concordante com os ensaios efetuados anteriormente.

O painel INF10, relativamente aos painéis anteriores, viu a sua capacidade de força $2 \times$ superior e a seu rácio ductilidade superior $1.5 \times$. Particularmente, o modo de rotura foi bastante controlado, ao contrário dos painéis não reforçados. Geralmente, foi superior nos restantes parâmetros analisados.

O uso de conetores mostrou ser de importância primordial em reforçar a ligação do painel ao pórtico.

A técnica de reforço explorada nesta campanha demonstrou ser eficiente e fácil de implementar, pois a sua instalação não requer mão de obra altamente especializada nem dispende tempo excessivo. Os resultados experimentais foram bastante positivos. De qualquer forma, o comportamento de painéis de alvenaria de tijolo furado, nomeadamente para fora do plano, engloba uma variedade de particularidades, e, por isso, mais campanhas experimentais devem ser realizadas.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após o exposto neste trabalho, e no seguimento do trabalho que tem sido realizado no laboratório *LESE*, levantam-se uma série novas de questões, a serem investigadas no futuro.

- (1) Depois do tipo de resultados obtidos para os “muretes” de alvenaria reforçada, torna-se de todo o interesse a criação e desenvolvimento de normas para o caso de ensaios quer de resistência à compressão, quer de resistência à flexão e quer de resistência ao corte, em provetes de alvenaria reforçada.
- (2) Avaliar o efeito de malhas de reforço com diferentes tipos de resistência, nomeadamente averiguando a sua relação com o grau de mobilização.
- (3) Caracterizar analiticamente o comportamento de um painel para fora-do-plano, e criar estratégias de dimensionamento generalizáveis.
- (4) É de todo o interesse também em trabalhos futuros, efetuar ensaios no plano e para fora do plano de painéis de alvenaria reforçada com os diferentes tipos de reforço.
- (5) Avaliar a influência de conetores.
- (6) Avaliar as características dinâmicas dos painéis
- (7) Avaliar a influência de argamassas de reboco de diferentes características mecânicas.
- (8) Incorporar a existência de aberturas no painel, de diferentes áreas e localizações.

A consideração destes cenários, e outros, contribuirá para a constituição de uma base sólida de dados e conhecimento.

Por fim, e relembrando o desígnio deste estudo, é de grande importância que o foco seja mantido em soluções de reforço de alta aplicabilidade, ao invés de desempenhos extraordinários e grandes tecnologias, porque a solução mais barata, pode ser a mais valiosa, a que pode salvar vidas.

REFERÊNCIAS

- [1] P. Code, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings," *Brussels: European Committee for Standardization*, 2005.
- [2] B. Aykac, S. Aykac, I. Kalkan, and M. Bocek, "The Out-of-Plane Bending Behavior of Brick Infill Walls Strengthened with Perforated Steel Plates," *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, vol. 17, no. 4, pp. 429-435, 2016.
- [3] D. S. Lunn and S. H. Rizkalla, "Design of FRP-Strengthened Infill-Masonry Walls Subjected to Out-of-Plane Loading," *Journal of Composites for Construction*, vol. 18, no. 3, p. A4013002, 2013.
- [4] L. Koutas, A. Pitytzogia, T. Triantafillou, and S. Bousias, "Strengthening of infilled reinforced concrete frames with TRM: Study on the development and testing of textile-based anchors," *Journal of Composites for Construction*, vol. 18, no. 3, p. A4013015, 2013.
- [5] G. M. Calvi, D. Bolognini, and A. Penna, "Seismic performance of masonry-infilled RC frames: benefits of slight reinforcements," *Invited lecture to "Sísmica"*, vol. 6, pp. 14-16, 2004.
- [6] A. Dias and C. CTCV, "Uma breve retrospectiva de soluções de paredes de elementos cerâmicos," in *Congresso-Paredes divisórias: Passado, presente e futuro*, 2011, pp. 37-55.
- [7] L. M. SILVA, A. MARTINS, G. VASCONCELOS, and P. B. LOURENÇO, "Paredes de Alvenaria de Fachada: Soluções e sugestões de melhorias construtivas."
- [8] P. Gulkan, M. Aschheim, and R. Spence. World Housing Encyclopedia, A Resource on Construction in Earthquake Regions [Online].
- [9] M. Farsi and F. Lazzali. World Housing Encyclopedia, A Resource on Construction in Earthquake Regions [Online].
- [10] M. N. Fardis, "Design provisions for masonry-infilled RC frames," in *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, 2000, p. 2553.
- [11] M. F. P. Pereira, M. Pereira, J. Ferreira, and P. B. Lourenço, "Behavior of masonry infill panels in RC frames subjected to in plane and out of plane loads," in *7th International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures*, 2011.
- [12] M. Moşoarcă, C. Petruş, V. Stoian, and A. Anastasiadis, "Behaviour of masonry infills subjected to out of plane seismic actions. Part 1: Theoretical analysis," 2016.
- [13] K. Yoshimura and M. Kuroki, "Damage to building structures caused by the 1999 Athens earthquake in Greece," *University of Oita, Japan*, 2000.
- [14] R. A. S. d. Sousa, "Caracterização Experimental de Elementos de Alvenaria de Enchimento," Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Porto, 2016.

- [15] Ö. Anil, M. Tatayoglu, and M. Demirhan, "Out-of-plane behavior of unreinforced masonry brick walls strengthened with CFRP strips," *Construction and Building Materials*, vol. 35, pp. 614-624, 2012.
- [16] M. R. Valluzzi, F. Da Porto, E. Garbin, and M. Panizza, "Out-of-plane behaviour of infill masonry panels strengthened with composite materials," *Materials and structures*, vol. 47, no. 12, pp. 2131-2145, 2014.
- [17] F. da Porto, G. Guidi, N. Verlato, and C. Modena, "Effectiveness of plasters and textile reinforced mortars for strengthening clay masonry infill walls subjected to combined in-plane/out-of-plane actions/Wirksamkeit von Putz und textildbewehrtem Mörtel bei der Verstärkung von Ausfachungswänden aus Ziegelmauerwerk, die kombinierter Scheiben- und Plattenbeanspruchung ausgesetzt sind," *Mauerwerk*, vol. 19, no. 5, pp. 334-354, 2015.
- [18] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, and H. Varum, "Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls," *Engineering Structures*, vol. 111, pp. 48-63, 2016.
- [19] L. S. Pereira, "Caracterização Experimental do Comportamento de Painéis de Alvenaria de Enchimento Fora-do-Plano com Diferentes Condições de Apoio," 2016.
- [20] J. Vaculik, "Unreinforced masonry walls subjected to out-of-plane seismic actions," 2012.
- [21] F. E. B. Leitão, "Estimativa da capacidade de painéis de alvenaria de enchimento para solicitações fora do seu plano," 2015.
- [22] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, and H. Varum, "Experimental characterization of the in-plane and out-of-plane behaviour of infill masonry walls," *Procedia Engineering*, vol. 114, pp. 862-869, 2015.
- [23] M. F. N. Pereira, "Caracterização experimental da resposta mecânica no seu plano e fora do plano de paredes de alvenaria de enchimento," Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Porto, 2010.
- [24] N. EN, "772-16: 2002, Métodos de ensaio de blocos para alvenaria—Parte 16: Determinação das dimensões," *Google Scholar*, 2002.
- [25] N. EN, "772-11, Métodos de ensaio de blocos para alvenaria," *Parte*, vol. 11, pp. 772-13.
- [26] D. L. M. Marques, "Ensaio experimentais fora do plano de paredes em alvenaria de pedra reforçadas," 2014.
- [27] E. ISO, "9862," *Geosynthetics—Sampling and Preparation of Test Specimens, European Committee for Standardization*, 2005.
- [28] E. ISO, "10319 (2008)," *Geotêxteis—Ensaio de tracção em tiras largas (ISO 10319: 1993)*, 2009.
- [29] NP EN 1052-2 "Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 2: Determinação da resistência à flexão", 2002.
- [30] G. W. Johnson, *LabVIEW graphical programming*. Tata McGraw-Hill Education, 1997.
- [31] A. Arêde, A. Furtado, J. Melo, H. Rodrigues, H. Varum, and N. Pinto, "Challenges and main features on quasi-static cyclic out-of-plane tests of full-scale infill masonry walls," presented at the 7th International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, Pavia, Italy, 2017.
- [32] A. E. SVS, "Release 5.3," ed, 2011.
- [33] B. Wang, H. Dai, T. Wu, G. Bai, and Y. Bai, "Experimental Investigation on Seismic Behavior of Steel Truss-RC Column Hybrid Structure with Steel Diagonal Braces," *Applied Sciences*, vol. 8, no. 1, p. 131, 2018.
- [34] S. M. Zahrai and S. Zahraei, *PASSIVE SEISMIC CONTROL OF MASONRY JACK ARCH SLABS*. 2006.

- [35] O. Haddad, N. Sulong, and Z. Ibrahim, "Cyclic performance of stiffened steel plate shear walls with various configurations of stiffeners," *Journal of Vibroengineering*, vol. 20, no. 1, pp. 459-476, 2018.
- [36] C. A. Blandon and M. Priestley, "Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design," *Journal of earthquake Engineering*, vol. 9, no. sup2, pp. 257-278, 2005.
- [37] H. F. P. Rodrigues, "Biaxial seismic behaviour of reinforced concrete columns," Universidade de Aveiro (Portugal), 2012.
- [38] H. Varum, "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings," *Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro*, 2003.
- [39] *Effects of strength and stiffness degradation on seismic response [electronic resource] / prepared by Applied Technology Council ; prepared for Federal Emergency Management Agency, Department of Homeland Security* (no. Accessed from <https://nla.gov.au/nla.cat-vn4929210>). Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency, Dept. of Homeland Security, 2009.
- [40] I. S. Misir, O. Ozcelik, S. C. Girgin, and U. Yucel, "The Behavior of Infill Walls in RC Frames Under Combined Bidirectional Loading," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 20, no. 4, pp. 559-586, 2016/05/18 2016.

ANEXOS

ÍNDICE DE ANEXOS

A. CARATERIZAÇÃO MECÂNICA ARGAMASSAS

A1. MURETES DE ALVENARIA

ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO.....

ARGAMASSAS DE REBOCO

A2. PAINÉIS DE ALVENARIA

ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO.....

ARGAMASSAS DE REBOCO

B. RESULTADOS EXPERIMENTAIS - MURETES

B1. EVOLUÇÃO TEMPORAL DE DESLOCAMENTOS

B2. PERFIS DE DESLOCAMENTOS.....

C. RESULTADOS EXPERIMENTAIS - PAINÉIS.....

C1. INF08

EVOLUÇÃO TEMPORAL DA FORÇA REGISTADA PELAS CÉLULAS DE CARGA LOCALIZADAS NO
PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DOS DESLOCAMENTOS PARA FORA-DO-PLANO REGISTADA PELOS
TRANSDUTORES LOCALIZADOS NO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DOS DESLOCAMENTOS PARA FORA-DO-PLANO REGISTADA PELOS
TRANSDUTORES LOCALIZADOS NO PAINEL DE ALVENARIA

C2. INF09

EVOLUÇÃO TEMPORAL DA FORÇA REGISTADA PELAS CÉLULAS DE CARGA LOCALIZADAS NO
PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DOS DESLOCAMENTOS PARA FORA-DO-PLANO REGISTADA PELOS
TRANSDUTORES LOCALIZADOS NO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DOS DESLOCAMENTOS PARA FORA-DO-PLANO REGISTADA PELOS
TRANSDUTORES LOCALIZADOS NO PAINEL DE ALVENARIA

C3. INF10

EVOLUÇÃO TEMPORAL DA FORÇA REGISTADA PELAS CÉLULAS DE CARGA LOCALIZADAS NO
PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DOS DESLOCAMENTOS PARA FORA-DO-PLANO REGISTADA PELOS
TRANSDUTORES LOCALIZADOS NO PÓRTICO DE BETÃO ARMADO

EVOLUÇÃO TEMPORAL DOS DESLOCAMENTOS PARA FORA-DO-PLANO REGISTADA PELOS
TRANSDUTORES LOCALIZADOS NO PAINEL DE ALVENARIA

D. REDES DE REFORÇO - FICHAS TÉCNICAS

D1. FASSANET ARG 40

D2. TENAX AVIARY

ANEXO A

CARATERIZAÇÃO MECÂNICA DAS ARGAMASSAS

A.1 MURETES DE ALVENARIA~

A.1.1. Caracterização mecânica das argamassas de assentamento

A.1.2. Caracterização mecânica das argamassas de reboco

A.2 PAINÉIS

A.2.1. Caracterização mecânica das argamassas de assentamento

Quadro A1 – Argamassa assentamento INF08

Provete	f_c	f_{cm}	SD	Cov
	MPa	MPa	(MPa)	(%)
P1.1	5.67	4.98	1.23	24.8
P1.2	3.76			
P2.1	6.02			
P2.2	6.38			
P3.1	4.62			
P3.2	3.41			
P1.1	5.02	5.24	0.19	3.6
P1.2	5.26			
P2.1	5.34			
P2.2	5.04			
P3.1	5.52			
P3.2	5.23			
P1.1	7.44	7.19	0.48	6.6
P1.2	6.92			
P2.1	7.78			
P2.2	7.43			
P3.1	7.17			
P3.2	6.42			
Provete	f_t	f_{tm}	Standard Deviation	Variation
	MPa	MPa	MPa	%
Inf 08 (1) - 1	2.18	2.12	-	-
Inf 08 (1) - 2	2.07			
Inf 08 (1) - 3	Provete excluído			
Inf 08 (2) - 1	1.89	1.89	0.08	4.4
Inf 08 (2) - 2	1.81			
Inf 08 (2) - 3	1.98			
Inf 08 (3) - 1	2.247	2.37	0.15	6.3
Inf 08 (3) - 2	2.33			
Inf 08 (3) - 3	2.53			

Quadro A2 – Argamassa assentamento INF09

Provete	f_c	f_{cm}	SD	Cov
	MPa	MPa	(MPa)	(%)
P1.1	4.12	4.49	0.55	12.2%
P1.2	3.85			
P2.1	3.88			
P2.2	4.44			
P3.1	5.54			
P3.2	5.32			
P4.1	4.15			
P4.2	4.13			
P5.1	4.35			
P5.2	5.08			
P6.1	4.46			
P6.2	4.54			
Provete	f_t	f_{tm}	Standard Deviation	Variation
	MPa	MPa	MPa	%
Provete 1	1.68	1.71	0.201	11.7
Provete 2	1.83			
Provete 3	2.05			
Provete 4	1.53			
Provete 5	1.52			
Provete 6	1.65			

Quadro A3 – Argamassa assentamento INF10

Provete	f_c	f_{cm}	SD	Cov
	MPa	MPa	(MPa)	(%)
P1.1	5.68	4.74	0.515861	10.9%
P1.2	4.61			
P2.1	5.37			
P2.2	4.60			
P3.1	5.30			
P3.2	4.51			
P4.1	4.62			
P4.2	4.59			
P5.1	3.69			
P5.2	4.83			
P6.1	4.54			
P6.2	4.49			
Provete	f_t	f_{tm}	Standard Deviation	Variation
	MPa	MPa	MPa	%
P1	2.05	1.82	0.212	12
P2	1.98			
P3	1.17			
P4	1.88			
P5	1.57			
P6	1.62			

A.2.2. Caracterização mecânica das argamassas de reboco

Quadro A4 – Argamassa reboco INF08

Provete	f_c	f_{cm}	SD	Cov
	MPa	MPa	(MPa)	(%)
Inf 08 Reboco A1.1	3.8	4.04	0.30	7.3%
Inf 08 Reboco A1.2	3.8			
Inf 08 Reboco A2.1	4.0			
Inf 08 Reboco A2.2	4.0			
Inf 08 Reboco A3.1	4.5			
Inf 08 Reboco A3.2	-	4.00	0.17	4.2%
Inf 08-Reboco B1.1	4.1			
Inf 08-Reboco B1.2	4.0			
Inf 08-Reboco B2.1	4.1			
Inf 08-Reboco B2.2	3.7			
Inf 08-Reboco B3.1	4.2		0.15	3.7%
Inf 08-Reboco B3.2	3.9			
Inf 08-Reboco C1.1	4.03			
Inf 08-Reboco C1.2	4.38			
Inf 08-Reboco C2.1	4.24			
Inf 08-Reboco C2.2	4.3			
Inf 08-Reboco C3.1	3.99			
Inf 08-Reboco C3.2	4.23			
Provete	f_t	f_{tm}	Standard Deviation	Variation
	MPa	MPa	MPa	%
Inf 08 Reboco A-1	1.47	1.49	0.12	8%
Inf 08 Reboco A-2	1.38			
Inf 08 Reboco A-3	1.62			
Inf 08- Reboco B-1	1.91	1.80	0.15	8%
Inf 08- Reboco B-2	1.86			
Inf 08- Reboco B-3	1.63			
Inf 08 Reboco C-1	1.60	1.66	0.06	4%
Inf 08 Reboco C-2	1.65			
Inf 08 Reboco C-3	1.73			

Quadro A5 – Argamassa reboco INF09

Provete	f_c	f_{cm}	SD	Cov
	MPa	MPa	(MPa)	(%)
P1.1	7.52	6.96	0.41	5.8%
P1.2	7.43			
P2.1	7.33			
P2.2	7.75			
P3.1	7.13			
P3.2	7.10			
P4.1	6.37			
P4.2	6.61			
P5.1	7.12			
P5.2	6.78			
P6.1	6.46			
P6.2	6.47			
P7.1	6.79			
P7.2	6.65			
P8.1	6.89			
P8.2	7.03			
Provete	f_t	f_{tm}	Standard Deviation	Variation
	MPa	MPa	MPa	%
Provete1	1.89	1.9	0.16	8.1
Provete 2	1.68			
Provete 3	2.16			
Provete 4	1.89			
Provete 5	1.92			
Provete 6	2.03			
Provete 7	2.07			
Provete 8	1.78			

Quadro A6 – Argamassa reboco INF10

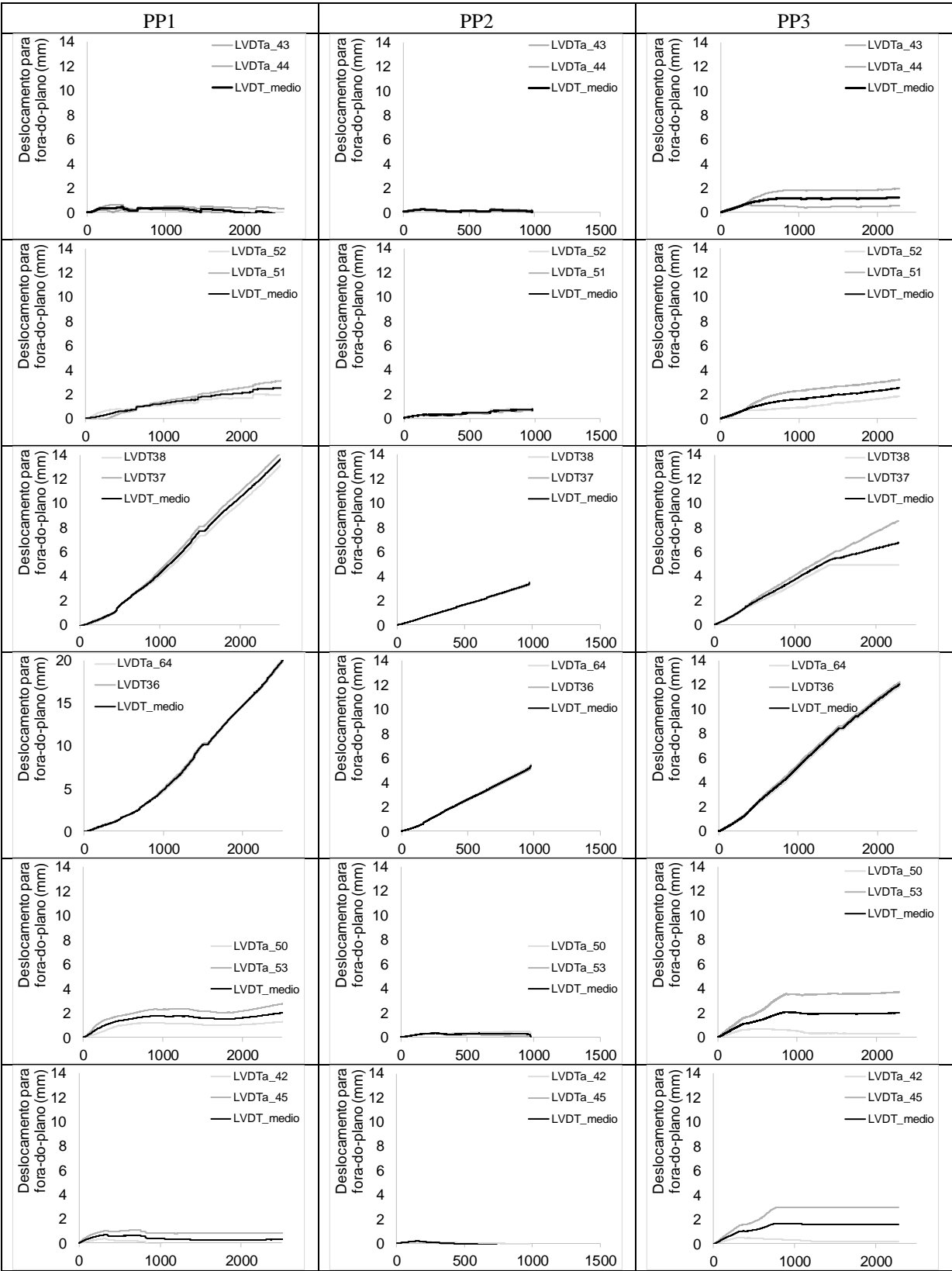
Provete	f_c	f_{cm}	SD	Cov
	MPa	MPa	(MPa)	(%)
P1.1	4.83	4.94	0.39	7.8%
P1.2	4.70			
P2.1	5.58			
P2.2	5.55			
P3.1	5.26			
P3.2	5.15			
P4.1	4.67			
P4.2	4.81			
P5.1	5.01			
P5.2	4.85			
P6.1	4.40			
P6.2	4.45			
Provete	f_t	f_{tm}	Standard Deviation	Variation
	MPa	MPa	MPa	%
P1	2.21	2.28	0.13	5.8%
P2	2.50			
P3	2.28			
P4	2.12			
P5	2.22			
P6	2.33			

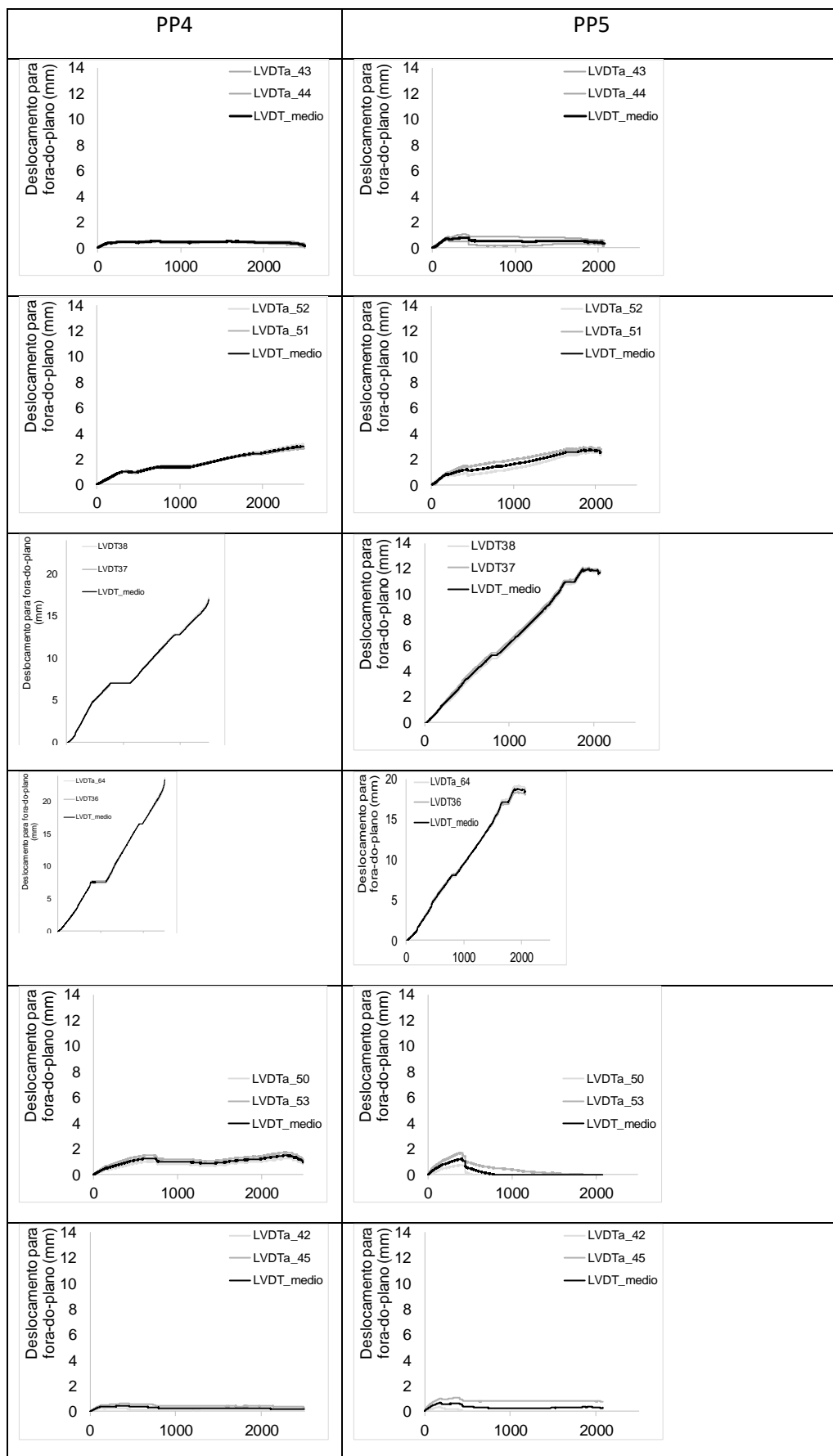
ANEXO B

B1. Perfis de deslocamentos

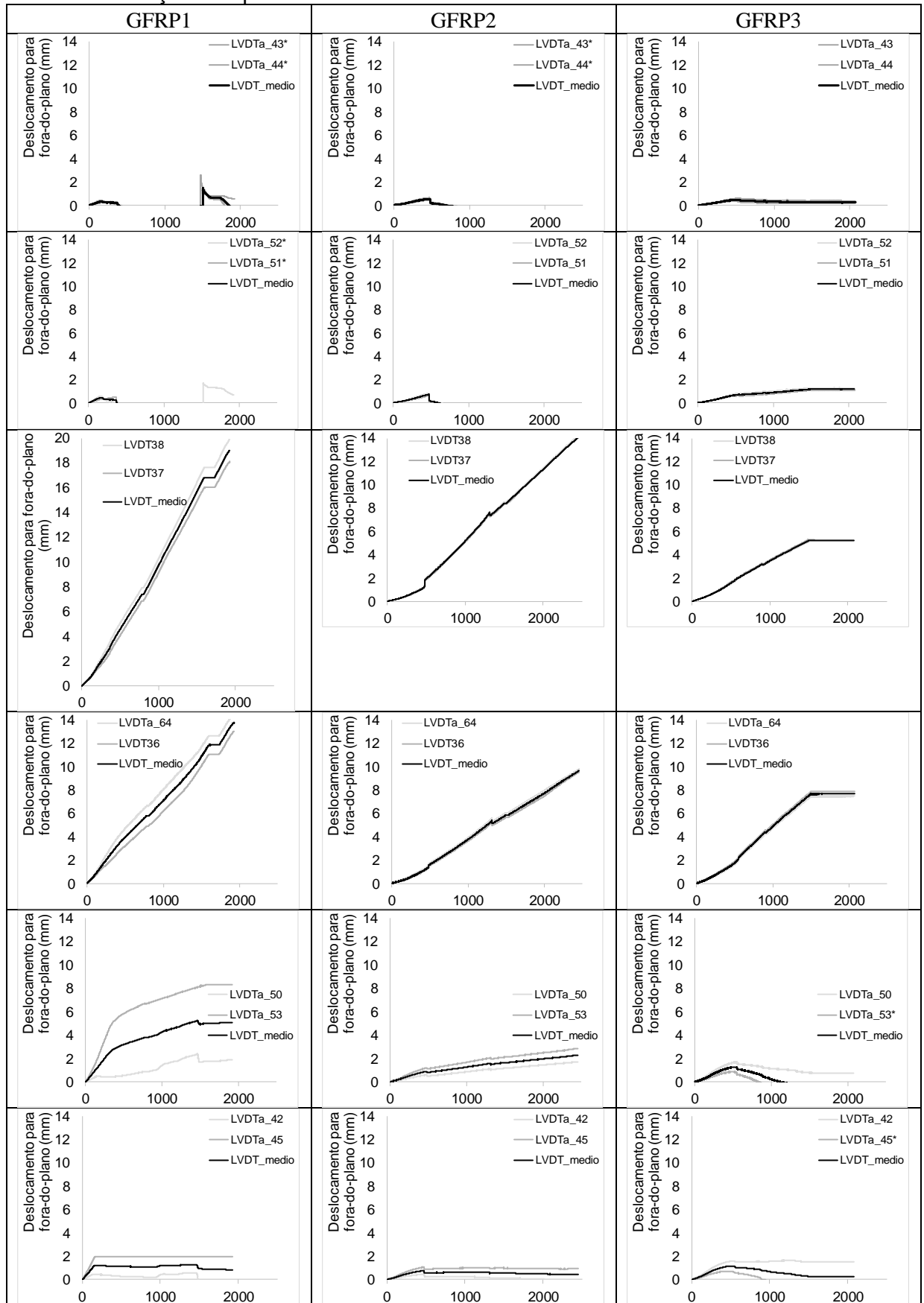
deslocamentos em mm			Nível de força			
			30%F _{máx}	60%F _{máx}	F _{máx}	F _{máx} 2
PP1	Altura do murete (cm)		3.14 kN	6.01 kN	10.35 kN	4.84 kN
	H1	55.5	0.20	0.20	0.20	0.20
	H2	51.5	0.18	0.33	0.60	1.83
	H3	39	0.30	0.54	1.09	8.00
	H4	18	0.50	0.79	1.41	10.61
	H5	6	0.74	1.02	1.39	1.57
	H6	2	0.76	1.03	1.31	1.18
PP2			2.02 kN	4.01 kN	6.06 kN	2.46 kN
	H1	55.5	0.10	0.17	0.24	0.10
	H2	51.5	0.11	0.20	0.30	0.70
	H3	35	0.10	0.23	0.47	3.14
	H4	22	0.11	0.26	0.55	4.89
	H5	6	0.06	0.14	0.26	0.28
	H6	2	0.05	0.10	0.17	0.00
PP3			1.11 kN	3.64 kN	6.06 kN	3.54 kN
	H1	55.5	0.10	0.32	0.66	1.15
	H2	51.5	0.10	0.35	0.74	1.51
	H3	35	0.11	0.50	1.09	3.14
	H4	22	0.13	0.57	1.24	4.33
	H5	6	0.13	0.56	1.10	2.07
	H6	2	0.12	0.54	1.02	1.66
PP4			1.45 kN	4.85 kN	8.06 kN	7.39 kN
	H1	2	0.09	0.27	0.42	0.47
	H2	6	0.11	0.30	0.53	0.97
	H3	22	0.13	0.43	0.96	4.94
	H4	35	0.13	0.43	0.94	3.71
	H5	51.5	0.10	0.30	0.53	1.08
	H6	55.5	0.08	0.27	0.40	0.43
PP5			1.29	4.26	7.08	5.03
	H1	55.5	0.09	0.42	0.72	0.76
	H2	51.5	0.12	0.47	0.81	1.11
	H3	35	0.01	0.47	1.04	2.30
	H4	22	0.09	0.54	1.15	3.28
	H5	6	0.22	0.52	0.79	1.17
	H6	2	0.22	0.49	0.68	0.62

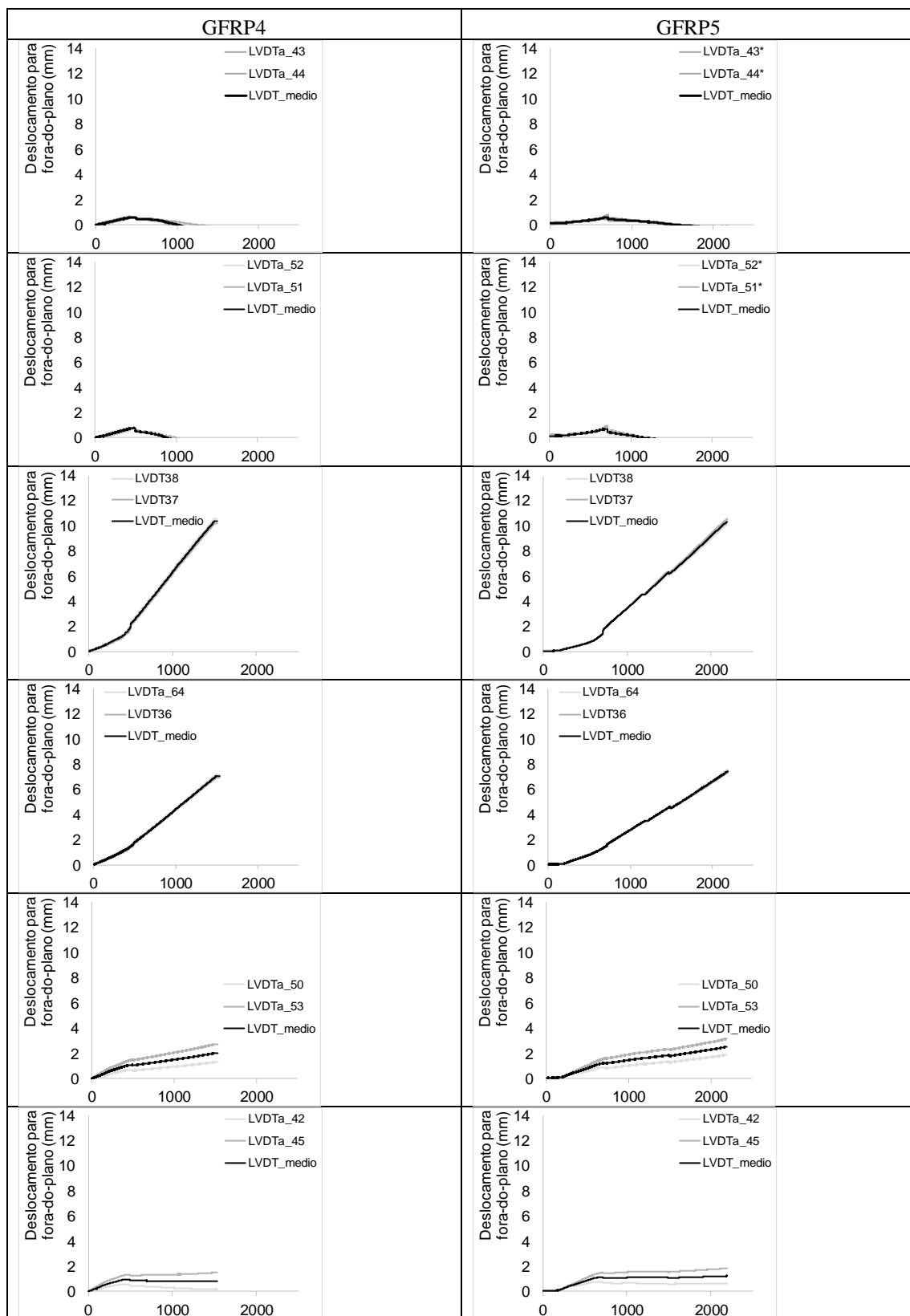
B2. Resultados Experimentais Muretes: Evolução Temporal dos Transdutores de Deslocamentos e Curvas médias





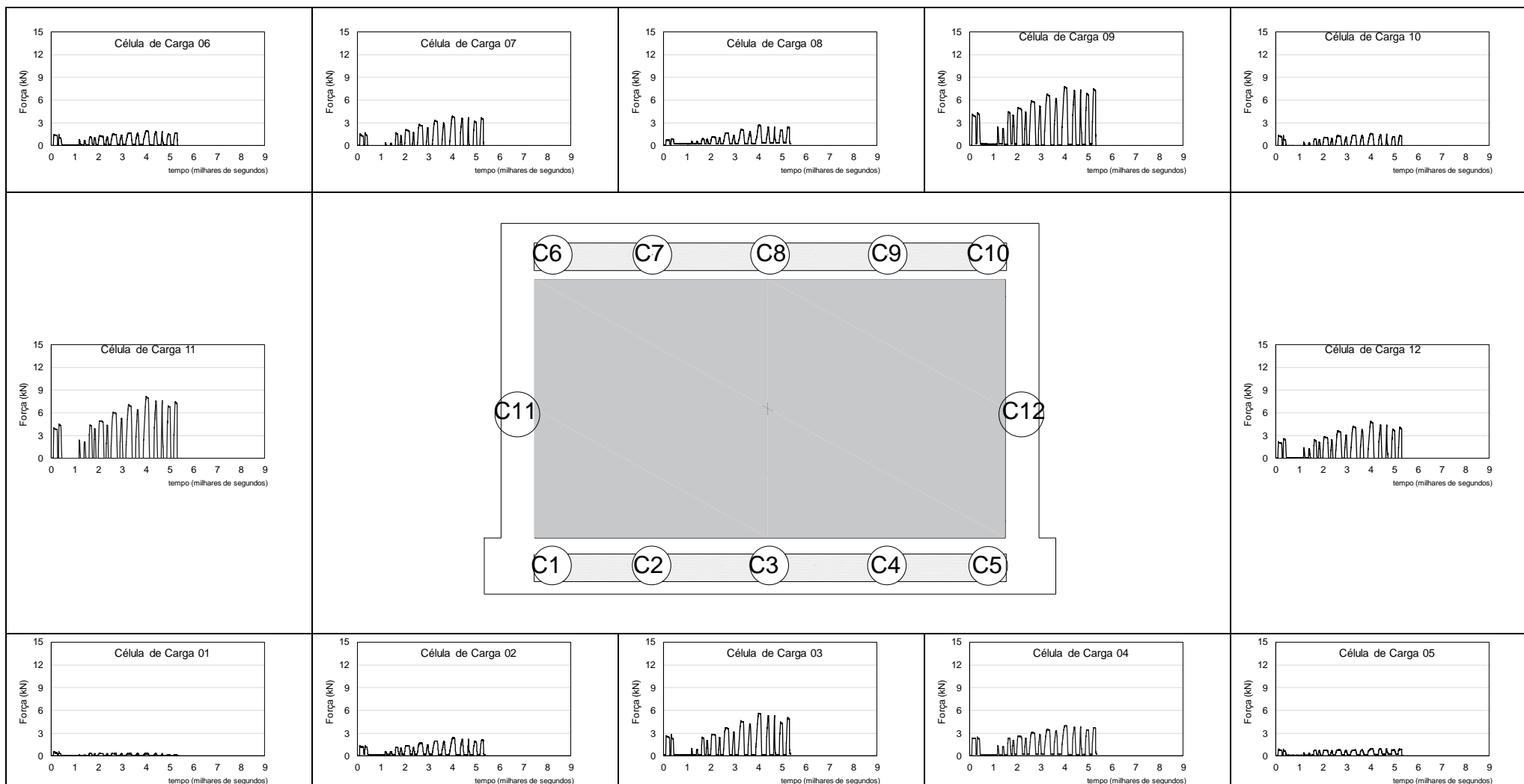
Evolução Temporal dos Transdutores de Deslocamentos e Curvas médias



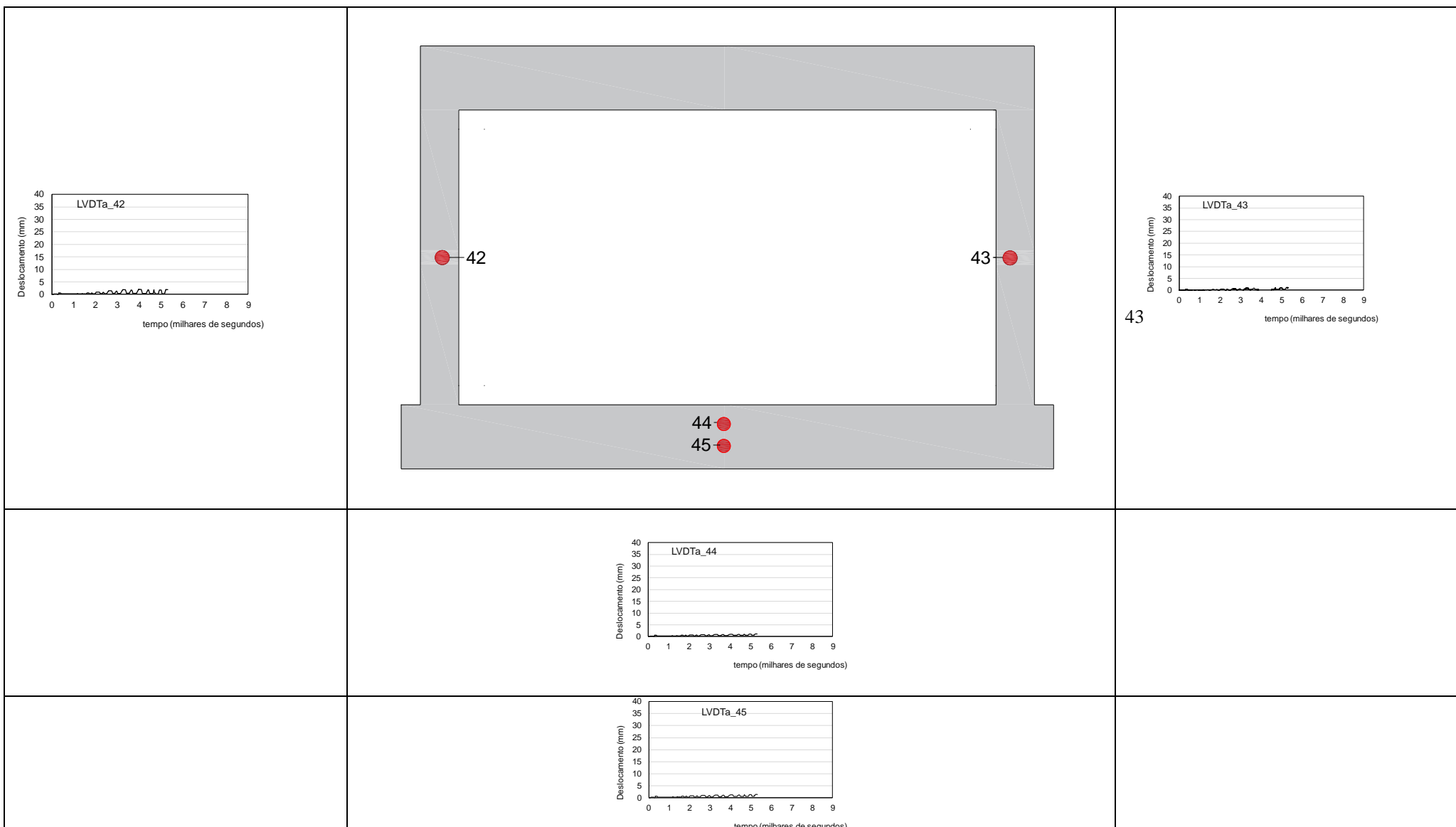


ANEXO C

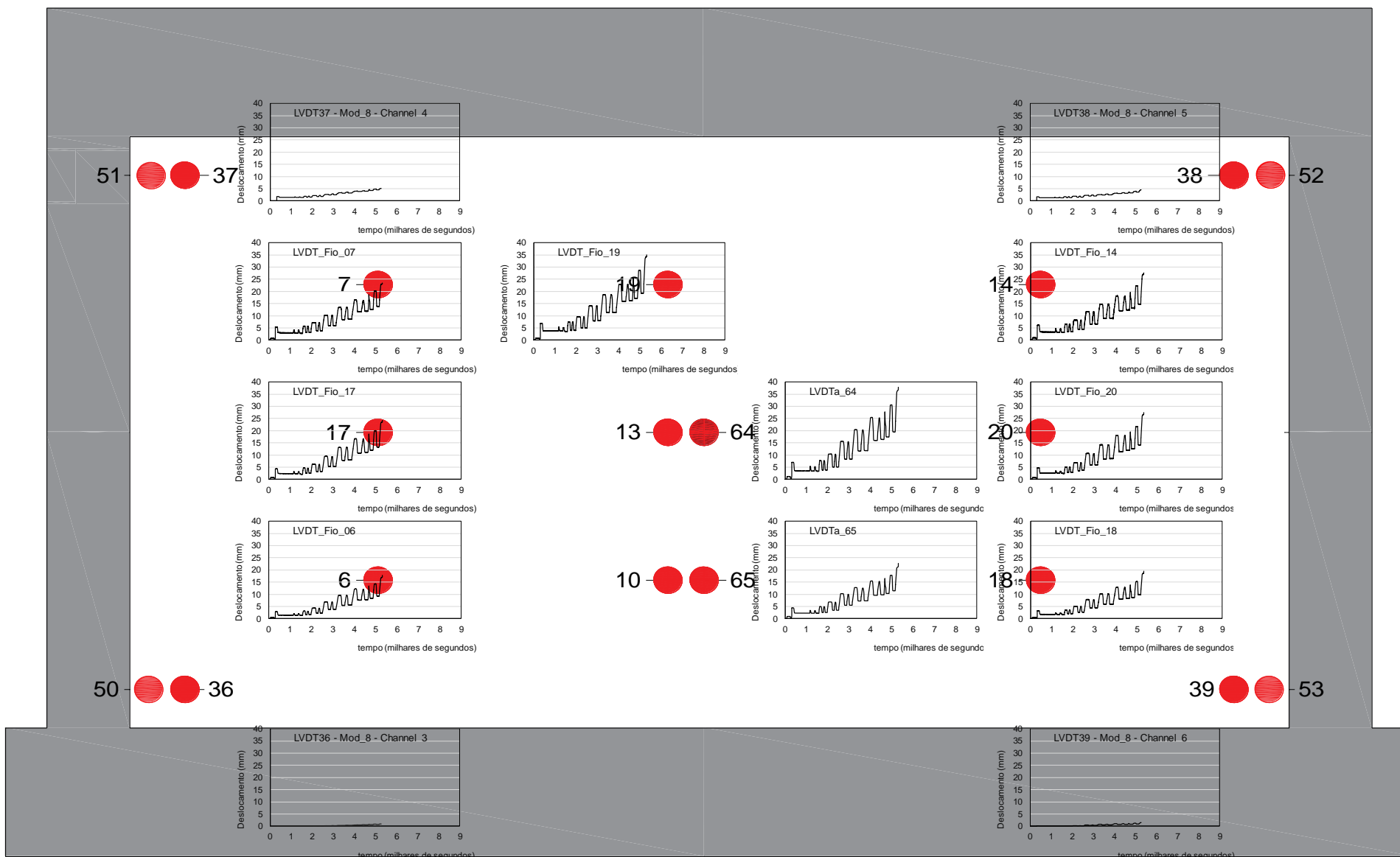
CAMPAÑA EXPERIMENTAL SOBRE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO



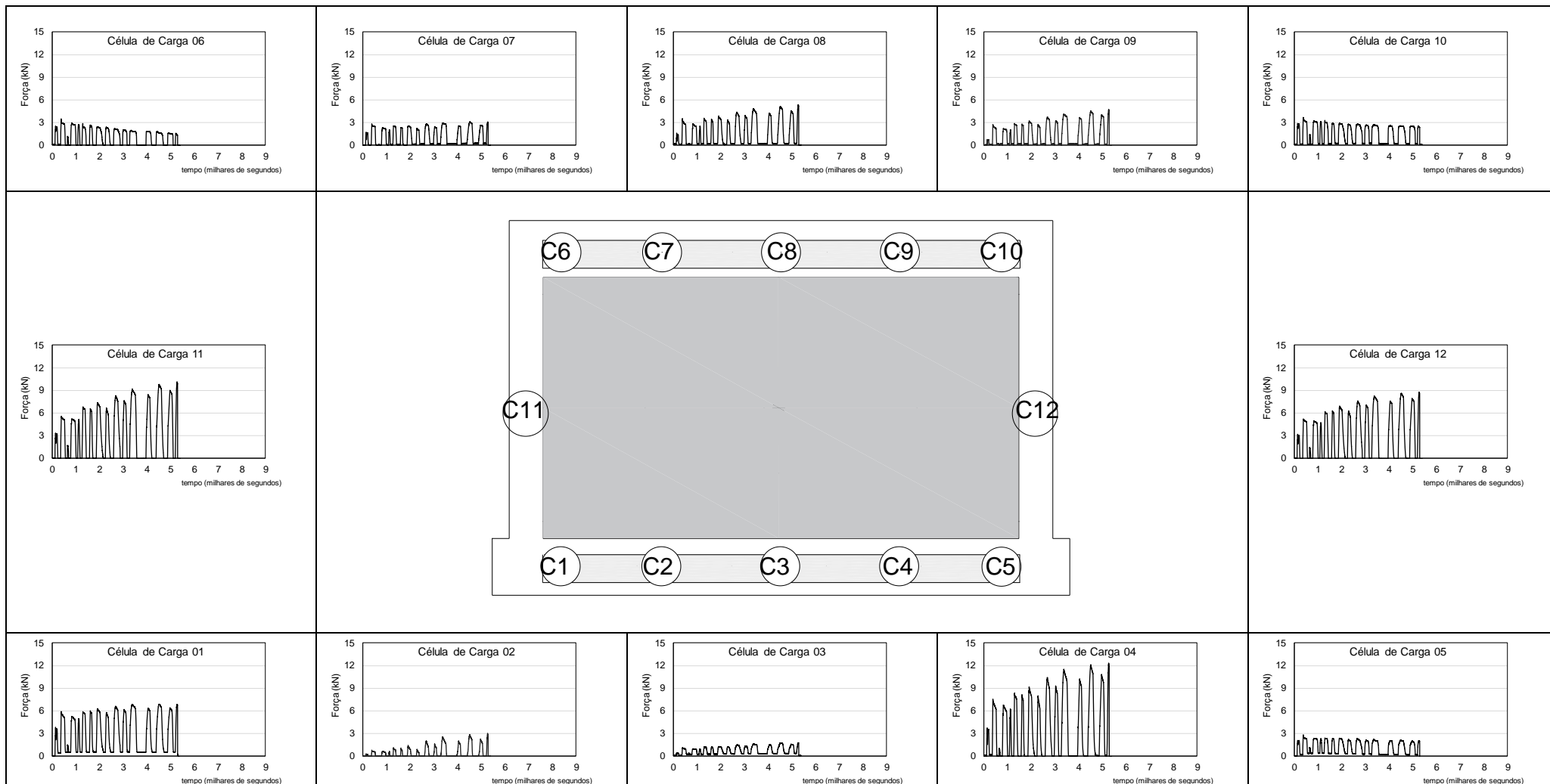
Resultados experimentais INF08: Evolução temporal da força registada pelas células de carga localizadas no pórtico de betão armado



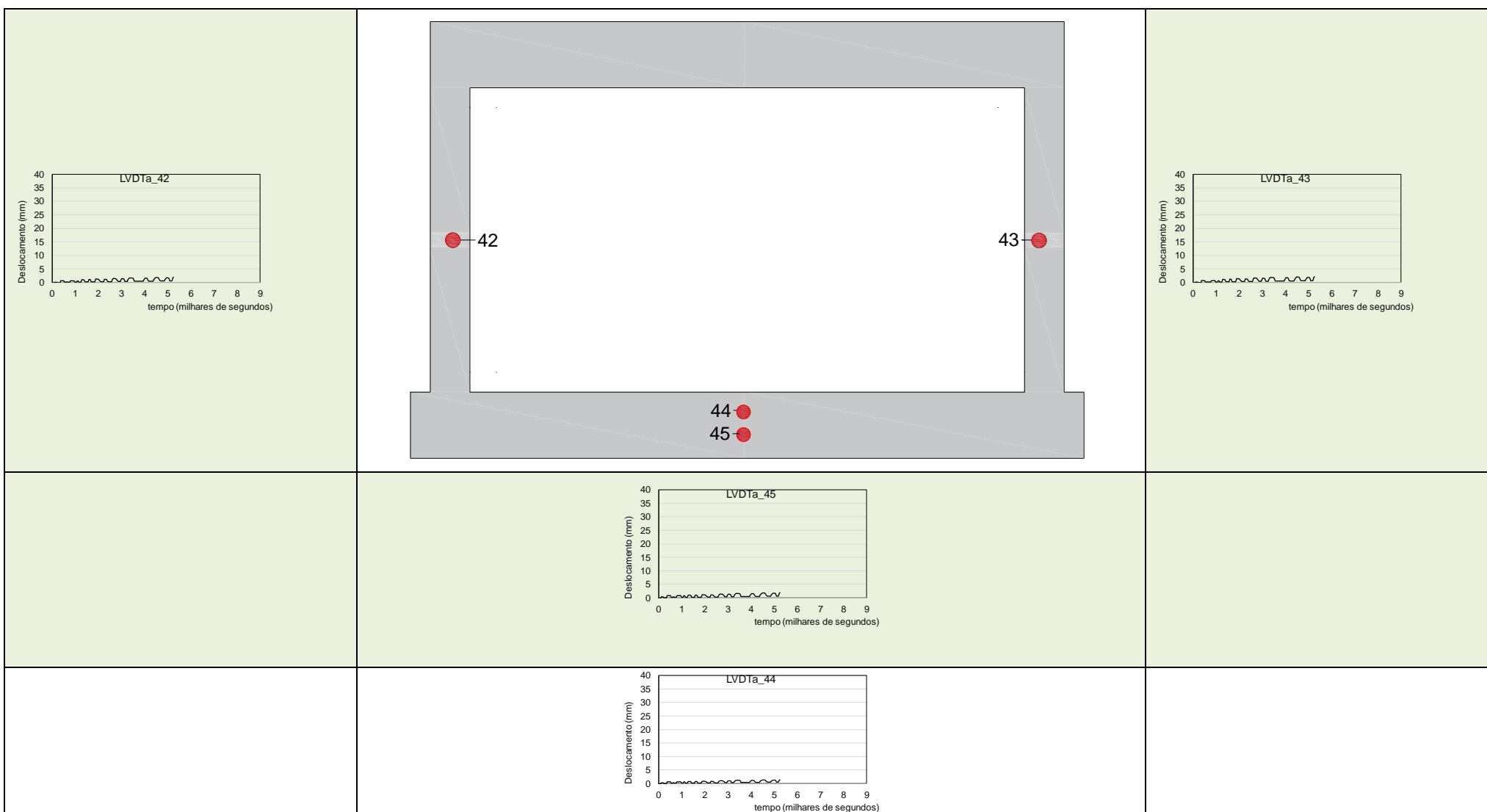
Resultados experimentais INF08: Evolução temporal dos deslocamentos para fora-do-plano registada pelos transdutores localizados no pórtico de betão armado



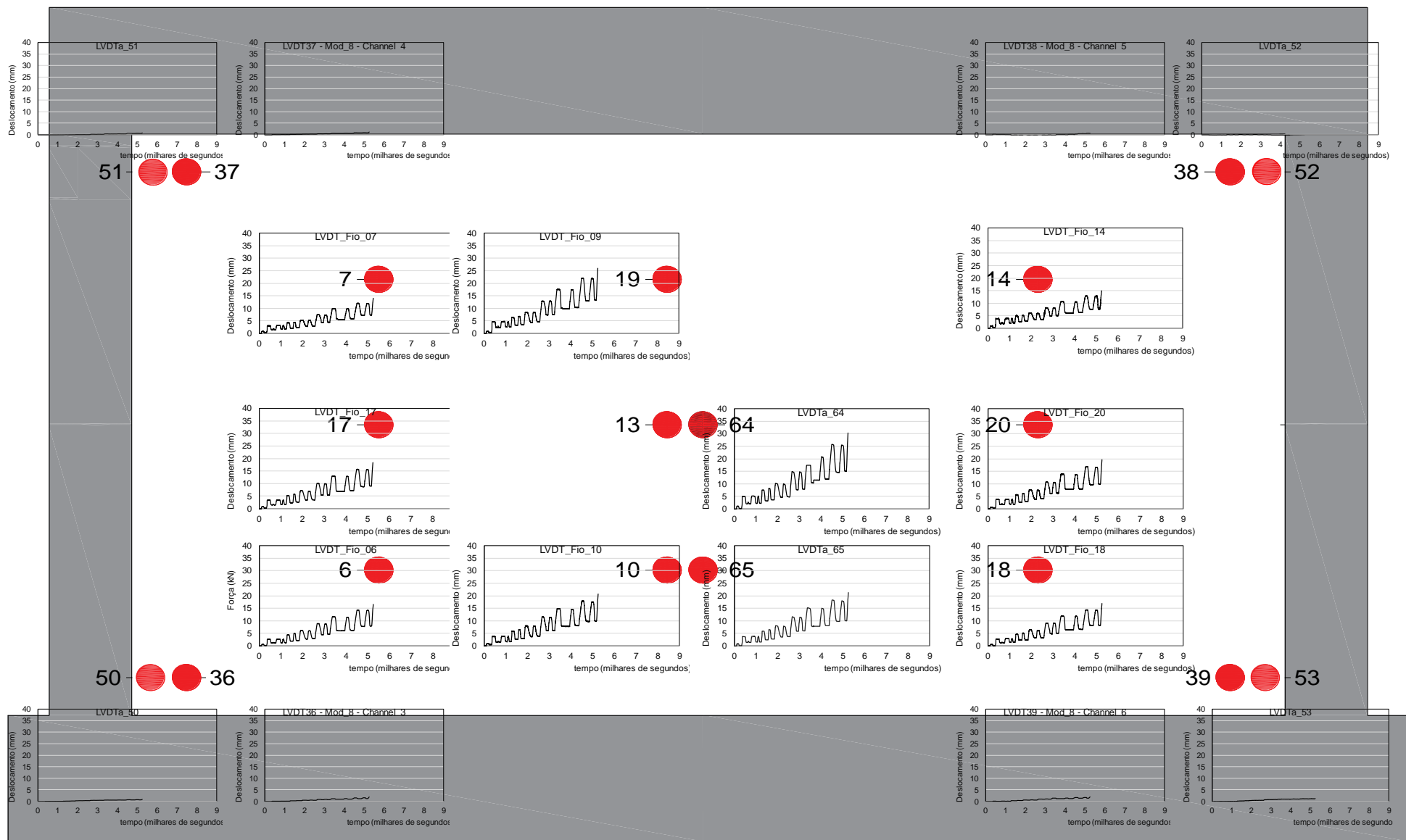
Resultados experimentais INF08: Evolução temporal dos deslocamentos para fora-do-plano registada pelos transdutores localizados no painel de alvenaria



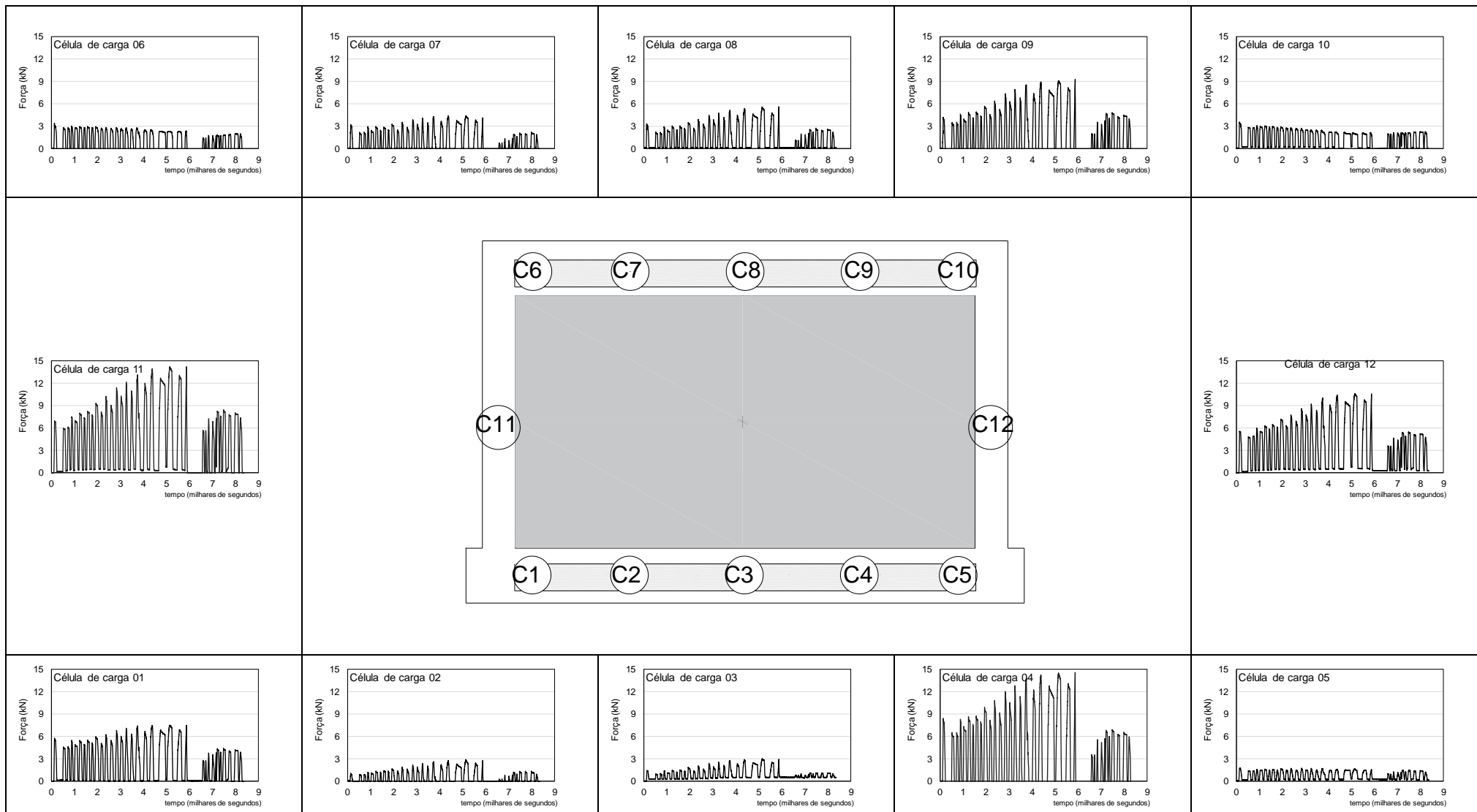
Resultados experimentais INF09: Evolução temporal da força registada pelas células de carga localizadas no pórtico de betão armado



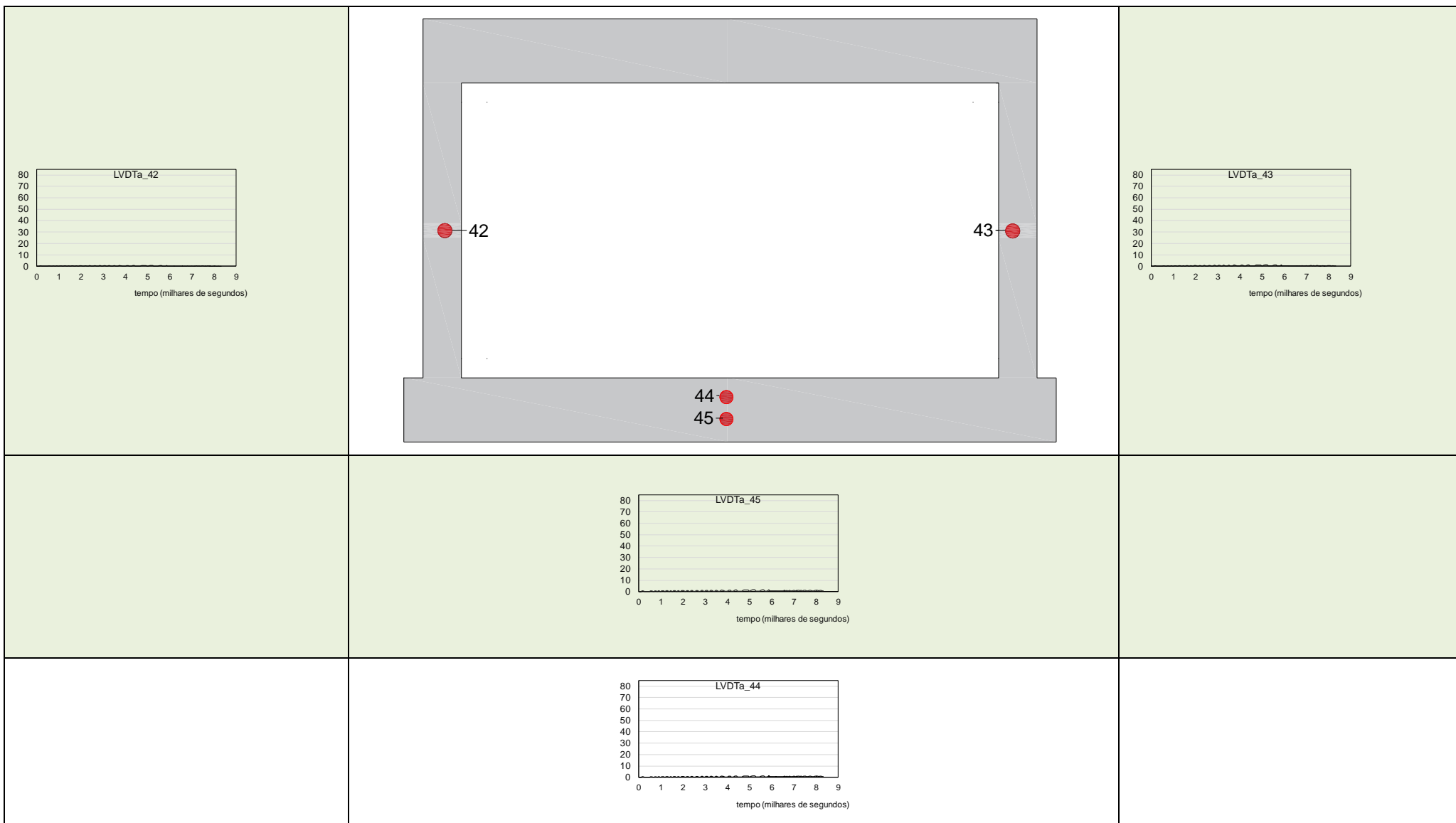
Resultados experimentais INF09: Evolução temporal dos deslocamentos para fora-do-plano registada pelos transdutores localizados no pórtico de betão armado



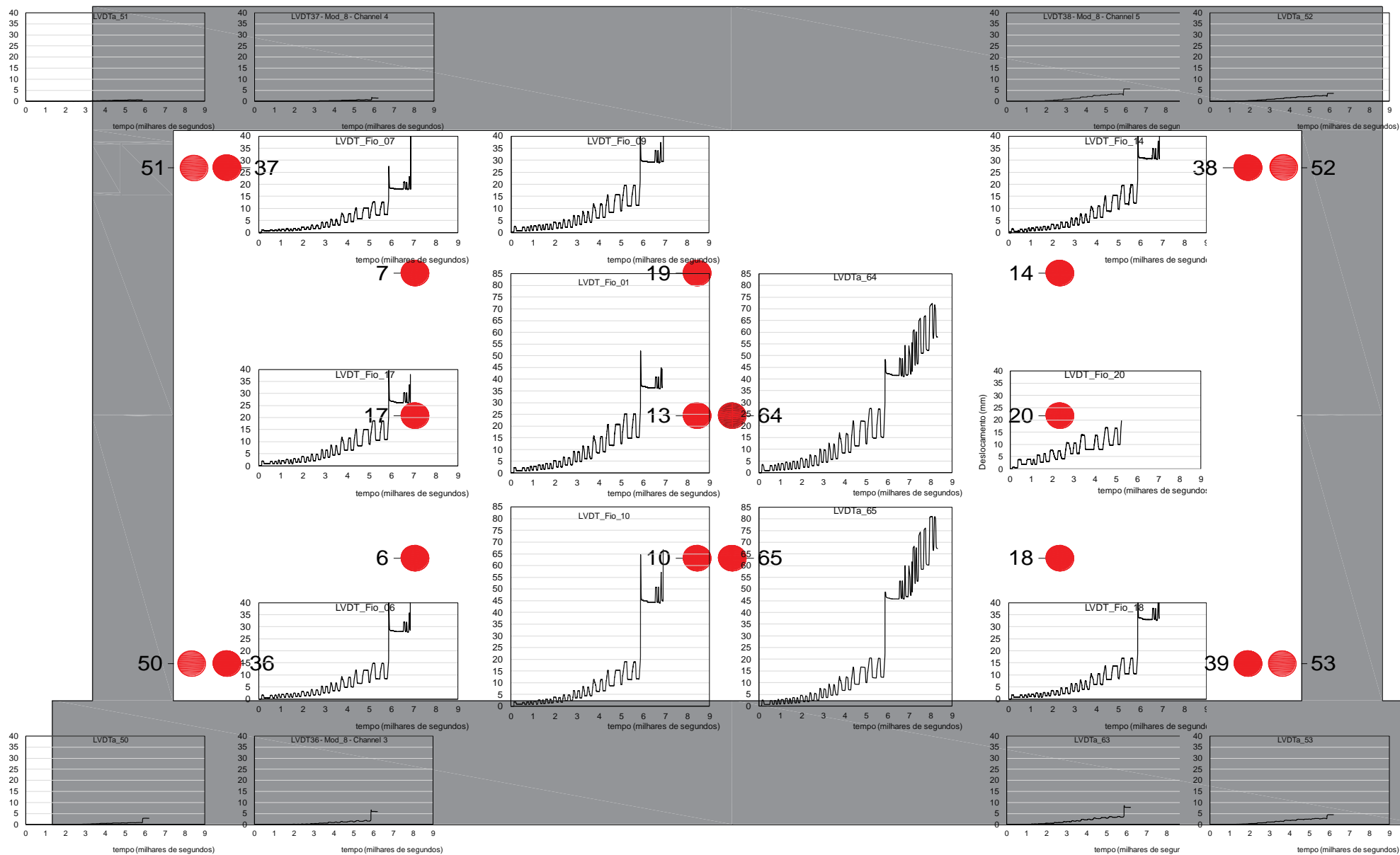
Resultados experimentais INF09: Evolução temporal dos deslocamentos para fora-do-plano registrada pelos transdutores localizados no painel de alvenaria



Resultados experimentais INF10: Evolução temporal da força registada pelas células de carga localizadas no pórtico de betão armado



Resultados experimentais INF10: Evolução temporal dos deslocamentos para fora-do-plano registada pelos transdutores localizados no pórtico de betão armado



Resultados experimentais INF10: Evolução temporal dos deslocamentos para fora-do-plano registada pelos transdutores localizados no painel de alvenaria

ANEXO D

MALHAS DE REFORÇO – FICHAS TÉCNICAS

Rete d'armatura in fibra di vetro alcali-
resistente 315 g/m²



Composizione

FASSANET ARG 40 in fibra di vetro alcali resistente è un prodotto che deriva dalla tessitura di filati in fibra di vetro di elevata qualità, in modo tale da non perdere le caratteristiche meccaniche iniziali se posta in ambiente alcalino. Per la natura delle materie prime impiegate, la rete di armatura FASSANET ARG 40 resiste agli alcali.

Questi filati sono ulteriormente sottoposti ad uno speciale trattamento di impregnazione che li rendono ancora più resistenti agli alcali.

Fornitura

- Rotoli di lunghezza 50 m e di larghezza 100 cm

Impiego

FASSANET ARG 40 è impiegata come rete d'armatura per la realizzazione di "intonaci armati" su strutture in calcestruzzo, pietra, muratura mista, mattoni, laterizio e tufo per conferire alla struttura un'ottima duttilità e garantire una diffusa ripartizione delle sollecitazioni.

La rete di armatura è utilizzata in abbinamento a specifiche malte a base di calce idraulica naturale (MALTA STRUTTURALE NHL 777 e MALTA STRUTTURALE NHL 712) o cementizie (SISMA e BA 596) nelle operazioni di regolarizzazione e rinforzo di murature.

FASSANET ARG 40 ha la funzione di contrastare e distribuire le tensioni, distribuendo le sollecitazioni indotte da fenomeni sismici e conferendo alla muratura un'elevata duttilità. È possibile l'utilizzo della stessa rete nelle strutture in cemento armato dove ci sia la necessità di solidarizzare completamente gli elementi secondari (esempio tamponamenti in laterizio ecc.) con gli elementi portanti (travi e pilastri).

Preparazione del fondo

Il supporto deve essere accuratamente preparato secondo le indicazioni contenute nella scheda tecnica della malta prevista in abbinamento alla rete.

Applicazione

Applicare con spatola metallica un primo strato uniforme di malta. Stendere dall'alto verso il basso sulla malta ancora fresca FASSANET ARG 40 esercitando pressione mediante spatola metallica e avendo cura che la malta fuoriesca dalle maglie della rete, in modo da inglobarla adeguatamente nella matrice. La sovrapposizione tra le strisce adiacenti di rete dovrà essere di almeno 10 cm. Successivamente ricoprire completamente la rete con un secondo strato di malta applicato "fresco su fresco".

Le connessioni tra il sistema di rinforzo e il supporto potranno essere realizzate mediante l'impiego di specifici prodotti in fibra di vetro (FASSA GLASS CONNECTOR L, BCF 594 G FIOCCO) oppure mediante barre in acciaio inox.

Avvertenze

- Prodotto per uso professionale.
- La posa in opera dovrà essere effettuata a temperature comprese tra +5°C e +35°C.
- Durante la posa della rete, evitare la formazione di bolle e/o piegature.
- In funzione dell'elemento da rinforzare, valutare l'impiego di un numero adeguato di connessioni tra il sistema di rinforzo e il supporto.
- Per le modalità di applicazione dettagliate, è necessario comunque attenersi alle indicazioni riportate sulla documentazione tecnica Fassa.

Ogni fornitura è sottoposta ad un accurato controllo presso i nostri laboratori.

Dati Tecnici

Tipo di fibra	Fibra di vetro alcali resistente (secondo UNI EN 15422)
Grammatura (rete apprettata)	315 g/m ² (± 10%)
Ampiezza della maglia (ordito)	38 ± 0,2 mm
Ampiezza della maglia (trama)	38 ± 0,2 mm
Resistenza a trazione ISO 4606 (ordito)	70 kN/m
Resistenza a trazione ISO 4606 (trama)	70 kN/m
Max. allungamento alla rottura (trama)	3%
Max. allungamento alla rottura (ordito)	3%
Rigidezza assiale a trazione E A (ordito)	Valore medio 89 kN per due coppie di fili a giro inglese
Rigidezza assiale a trazione E A (trama)	Valore medio 89kN per singolo filo
Contenuto di Ossido di Zirconio (UNI EN 15422)	> 16%

I dati riportati si riferiscono a prove di laboratorio; nelle applicazioni pratiche di cantiere questi possono essere sensibilmente modificati a seconda delle condizioni di messa in opera. L'utilizzatore deve comunque verificare l'idoneità del prodotto all'impiego previsto, assumendosi ogni responsabilità derivante dall'uso. La ditta Fassa si riserva di apportare modifiche tecniche, senza alcun preavviso.

TENAX AVIARY

BI-ORIENTED NET

PHYSICAL AND DIMENSIONAL CHARACTERISTICS

Polymer	PP				
Mesh shape	QUADRANGULAR				
Packaging	ROLLS WRAPPED WITH POLYETHYLENE FILM				
Color	BLACK				
MD pitch	mm	16,0			
TD pitch	mm	19,0			
Unit weight	g/m ²	50			
Roll width m	m	1,00	1,50	2,00	4,00
Roll length	m	200	200	200	200
Covered area	m ²	200	400	400	800
Roll diameter	m	0,30	0,30	0,30	0,30
Roll volume 0,37	m ³	0,10	0,19	0,19	0,37
Roll weight kg	kg	11,7	17,6	23,7	46,8
Inner tubular diameter	mm	76,5			

MECHANICAL CHARACTERISTICS

Tensile strength MD kN/m 3,5	kN/m				
Tensile strength TD kN/m 3,5	kN/m				
Yield point elongation MD	%	15,0			
Yield point elongation TD	%	10,0			

The data contained in this publication are based on the knowledge available at the time of printing and may be subjected to amendments due to changes of the methods of testing and/or manufacturing. All dimensions and properties are reported as typical values.

TENAX nets are thermoplastic products subjected to shrinkage and deformations. MD: longitudinal direction. TD: transversal direction.

Tenax SpA Quality System has been assessed and registered in agreement with ISO 9001:2008 Standard.